

**KAJIAN PEMASANGAN BENDUNG KARET PADA
BENDUNG KARANGDORO DI KECAMATAN GAMBIRAN
KABUPATEN BANYUWANGI JAWA TIMUR**

SKRIPSI



**Disusun Oleh :
YUSRIL FATRAH
9901060506 – 64**

**DEPARTEMEN PENDIDIKAN NASIONAL
UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
MALANG
2006**

KATA PENGANTAR

Dengan mengucapkan puji syukur kepada Allah SWT, yang telah melimpahkan rahmat, hidayah dan karuniaNya, yang telah memberikan kesempatan agar penulis dapat menyelesaikan tugas akhir ini yang berjudul “Kajian Pemasangan Bendung Karet Pada Bendung Karangdoro Di Kecamatan Gambiran Kabupaten Banyuwangi Jawa Timur” yang dijadikan sebagai syarat untuk mendapatkan gelar sarjana.

Pada kesempatan ini penulis menyampaikan rasa terima kasih penghormatan dan penghargaan yang setinggi-tingginya kepada :

1. Ir. Dwi Priyantoro, MS.
2. Prima Hadi Wicaksono, ST., MT.
Selaku dosen pembimbing yang telah memberikan pada penulis ide, gagasan, masukan, arahan dan koreksi dalam proses penyusunan tugas akhir ini.
3. Papa, Ibu, Adik dan saudara-saudaraku tercinta yang telah memberikan dukungan dan doa untuk segala kelancaran dalam penyusunan tugas akhir ini.
4. Segenap dosen dan staf rekording Jurusan Pengairan atas segala ilmu dan bantuannya.
5. Seluruh rekan-rekan Pengairan 1999 dan semuanya yang banyak sekali memberikan masukan-masukan dan juga meluangkan waktunya untuk memberikan bantuan pada penulis.

Penulis menyadari akan segala keterbatasan ilmu pengetahuan dan pengalaman yang dimiliki sehingga segala saran dan masukan dari pembaca sangatlah diharapkan.

Akhirnya, besar harapan penulis semoga karya ini dapat bermanfaat bagi siapapun yang membutuhkannya.

Malang, Juli 2006

Penulis

ABSTRAK

Yusril Fatrah, 9901060506 – 64. **Kajian Penempatan Bendung Karet Pada Bendung Karangdoro Di Kecamatan Gambiran Kabupaten Banyuwangi Jawa Timur**. Skripsi. Jurusan Pengairan Fakultas Teknik Universitas Brawijaya. Pembimbing : Ir. Dwi Priyantoro, MS. dan Prima Hadi Wicaksono, ST., MT.

Berdasarkan pada permasalahan pengendalian banjir dan suplai kebutuhan irigasi pada Bendung Karangdoro yaitu pada musim hujan debit dan tampungan Sungai Kali Baru yang melewati Bendung Karangdoro cukup besar dan terbuang percuma melalui pelimpah dan pada musim kemarau debit dan tampungan pada bendung berkurang. Maka dibutuhkan suatu bangunan yang dapat berfungsi sebagai pengendali banjir di musim hujan dan sekaligus dapat meningkatkan kapasitas tampungan pada musim kemarau. Untuk itu direncanakan peninggian pelimpah bendung eksisting, yang bertujuan sebagai tampungan bagi suplai air irigasi DI Baru sebesar $9,35 \text{ m}^3/\text{dtk}$.

Guna mencapai hasil perencanaan bendung karet, maka dilakukan analisa hidrologi untuk mendapatkan debit banjir rancangan dan debit andalan. Sedangkan untuk analisa hidrolika dilakukan untuk mendapatkan pola operasi bendung karet dan pola pengaturan kembali pola operasi intake. selain itu juga dengan adanya analisa tampungan (*long storage*) dapat diketahui prosentase keandalan tampungan tersebut, sehingga suplai kebutuhan air irigasi bagi DI Baru dapat dikelola sesuai dengan kebutuhan.

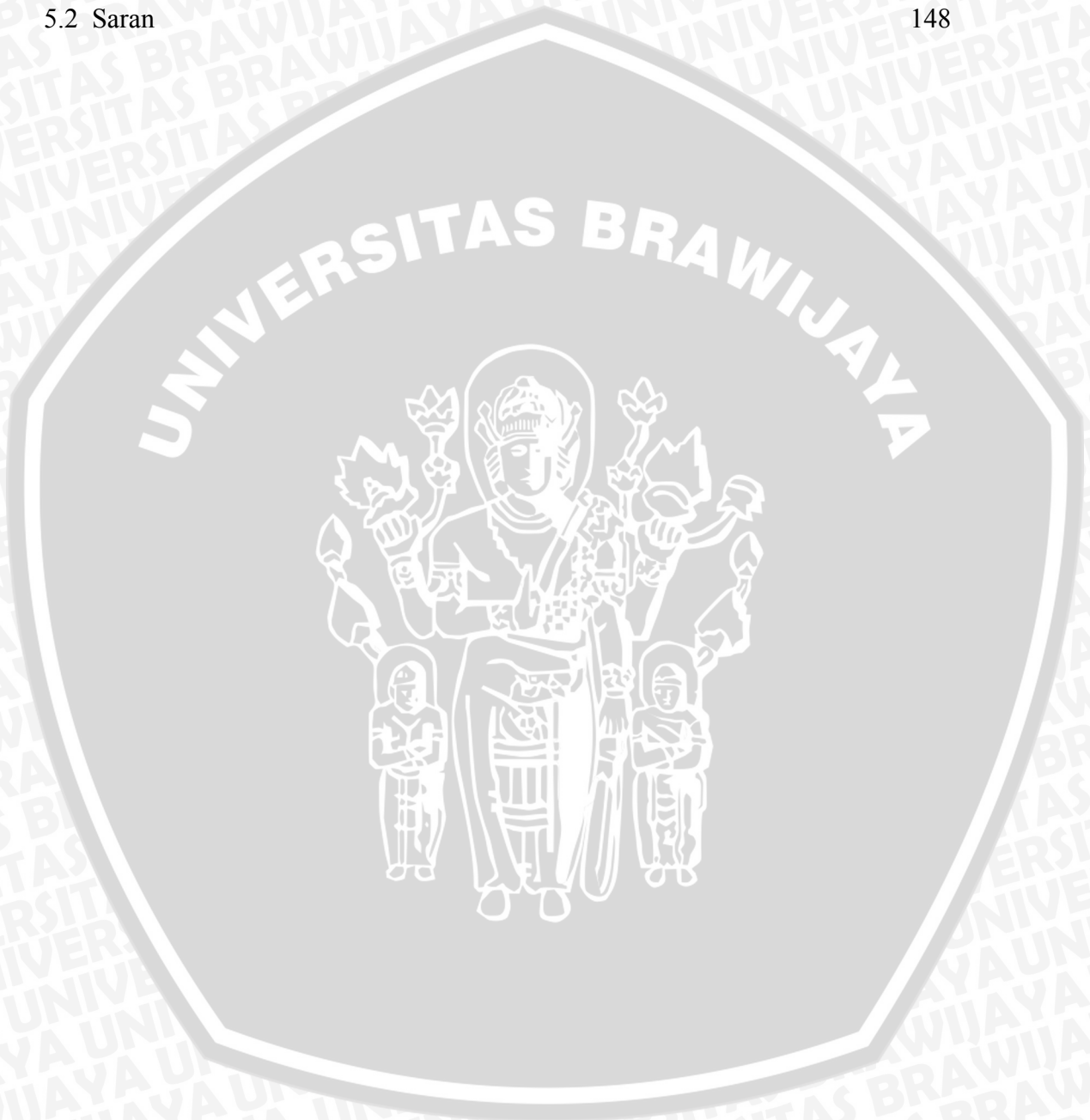
Dari berbagai hasil analisa perhitungan tersebut maka akan didapatkan rencana pola operasi bendung karet yang mengacu pada tujuan awal studi, bahwa penempatan bendung karet pada bendung asli mempunyai fungsi ganda, yaitu sebagai pengendali debit banjir dan peningkatan tampungan guna pemenuhan kebutuhan air irigasi untuk DI Baru seluas 16.000 ha.

DAFTAR ISI

JUDUL	1
KATA PENGANTAR	2
ABSTRAK	3
DAFTAR ISI	4
I PENDAHULUAN	
1.1 Pendahuluan	7
1.2 Identifikasi Masalah	8
1.3 Batasan Masalah	9
1.4 Rumusan Masalah	9
1.5 Tujuan dan Manfaat	9
II LANDASAN TEORI	
2.1 Bendung Karet	10
2.1.1 Umum	10
2.1.2 Cara Kerja Bendung Karet	10
2.2 Analisa Hidrologi	12
2.2.1 Perhitungan Curah Hujan Rerata Daerah	12
2.2.2 Uji Abnormalitas Data Curah Hujan	13
2.2.3 Analisa Curah Hujan Rancangan	16
2.2.4 Uji Distribusi Frekwensi	17
2.2.5 Analisa Distribusi Curah Hujan Jam-Jaman	22
2.2.6 Koefisien Pengaliran/Limpasan	22
2.2.7 Analisa Curah Hujan Netto Jam-Jaman	23
2.2.8 Analisa Debit Banjir Rancangan	23
2.2.9 Evapotranspirasi	26
2.2.10 Pembangkitan Data Debit Sungai	28
2.2.11 Analisa Debit Andalan	29
2.2.12 Perkolasi	31
2.2.13 Neraca Air (<i>Water Balance</i>)	31
2.2.14 Analisa Kapasitas Tampung	32
2.2.15 Simulasi Pola Operasi Tampung	32

2.2.16	Peluang Kegagalan dan Keandalan	33
2.3	Analisa Hidrolika	34
2.3.1	Tinggi Limpasan	34
2.3.2	Kapasitas Tampung Penampang di Hilir Bendung Karet	34
2.3.3	Debit Limpasan	35
2.3.4	Analisa Antar Pilar	36
2.3.5	Analisa Profil Muka Air	38
III METODOLOGI		
3.1	Lokasi Studi	40
3.2	Data yang Diperlukan	40
3.3	Langkah Pengerjaan Studi	40
IV PEMBAHASAN DAN PENGOLAHAN DATA		
4.1	Lokasi Studi	45
4.2	Analisa Hidrologi	45
4.2.1	Perhitungan Curah Hujan Rerata Daerah	45
4.2.2	Uji Abnormalitas Data Hujan	46
4.2.3	Analisa Curah Hujan Rancangan	50
4.2.4	Uji Kecocokan Data Curah Hujan Maksimum	51
4.2.5	Perhitungan Distribusi Curah Hujan Jam-Jaman	59
4.2.6	Penentuan Koefisien Limpasan	61
4.2.7	Perhitungan Curah Hujan Netto Jam-Jaman	61
4.2.8	Perhitungan Debit Banjir Rancangan Metode HSS Nakayasu	63
4.2.9	Perhitungan Evapotranspirasi Potensial Metode Penman Modifikasi	63
4.2.10	Pembangkitan Data Debit Sungai Metode NRECA	74
4.2.11	Analisa Debit Andalan	77
4.2.12	Simulasi Pola Operasi Tampung	99
4.3	Analisa Hidrolika	112
4.3.1	Kriteria Perencanaan	112
4.3.2	Tinggi Bendung Karet	112
4.3.3	Penentuan Debit dan Tinggi Muka Air	112
4.3.4	Lebar Bendung Karet	113
4.3.4.1	Kapasitas Pengaliran Penampang di Hilir Bendung Karet	114

4.3.4.2	Penentuan Lebar Tiap-Tiap Pias	114
4.3.5	Analisa Profil Muka Air	129
4.3.6	Perhitungan Kapasitas Intake	133
V. PENUTUP		
5.1	Kesimpulan	147
5.2	Saran	148



BAB I PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Pengembangan potensi sumber daya air di Indonesia dari tahun-ketahun semakin meningkat. Hal ini disebabkan dengan permintaan kebutuhan penduduk akan air terus meningkat, baik dari segi kuantitas maupun dari segi kualitasnya. Seiring dengan perkembangan jumlah penduduk, maka berakibat pula peningkatan kebutuhan oleh penduduk terutama kebutuhan akan sumber air baku baik untuk keperluan rumah tangga, perkotaan, pertanian, peternakan maupun untuk keperluan industri. Mulai dari berbagai konsep pengembangan dan pengelolaan DAS terpadu hingga perencanaan pembangunan pengaturan air juga undang-undang tentang air merupakan wujud nyata dari Pemerintah dalam melaksanakan tanggung jawab untuk menyejahterakan masyarakat. Sesuai dengan UUD 1945 pasal 33 ayat 3 yang berbunyi : “Bumi dan air dan kekayaan alam yang terkandung di dalamnya dikuasai oleh negara dan dipergunakan untuk sebesar-besarnya kemakmuran rakyat”.

Mengingat sumber air merupakan bagian terpenting untuk kelanjutan hidup dan pertumbuhan ekonomi, maka sungai sebagai salah satu sumber air yang apabila dikelola dengan baik dapat memberi kemakmuran bagi rakyat.

Pada kenyataannya, air merupakan sumber daya alam yang mempunyai keterbatasan-keterbatasan dalam segi jumlah, mutu, lokasi dan waktu. Untuk itu dalam pemanfaatan dan pengembangan suatu sungai harusnya dilihat secara menyeluruh, sebagai suatu kesatuan dari hulu ke hilir. Penanganan secara sebagian tidak akan memberikan hasil yang optimal, bahkan dapat menimbulkan kerusakan.

Dewasa ini pemerintah telah melakukan dan melaksanakan proyek pengembangan dan konservasi terhadap sumber-sumber air baku. Perencanaan yang matang mutlak diperlukan Pemerintah guna menentukan arah kebijaksanaan pengaturan dan pengelolaan air yang terpadu akan berhasil guna.

Konstruksi bendung karet yang dalam studi ini akan dibahas dipasang melintang pada aliran sungai dan dapat dipergunakan untuk berbagai keperluan yang diantaranya adalah pengendalian banjir, menaikkan kapasitas tampungan waduk, dan melindungi



bangunan-bangunan air terhadap pasang surut air laut, disamping fungsi utamanya yaitu menaikkan elevasi muka air sungai.

1.2. Identifikasi Masalah.

DAS Kali Baru mempunyai luas 447.613 km² dengan panjang sungai 45,69 km. Pada waktu musim hujan debit Sungai Kali Baru yang melewati Bedung Karangdoro cukup besar dan terbuang percuma melalui pelimpah, sehingga kemungkinan daerah hilir untuk terjadi banjir sangatlah besar. Dan pada musim kemarau debit pada bendung berkurang sehingga untuk memenuhi kebutuhan air irigasi tidak dapat terpenuhi secara maksimal. Oleh sebab itu diperlukan suatu alternatif pemecahan masalah yang memiliki kemampuan sebaik-baiknya untuk mengatasi masalah pertambahan debit yang sangat besar pada waktu musim hujan dan kekurangan air irigasi pada musim kemarau di setiap tahunnya.

Bendung Karangdoro ini dibangun untuk memenuhi kebutuhan air irigasi pada DI Baru yang mempunyai luas lahan 16.000 ha selain untuk pengendalian banjir. Dari data terbaru yang didapatkan dari instansi terkait, untuk mengairi DI Baru seluas 16.000 ha diperlukan debit yang disuplai dari Bendung Karangdoro rata-rata sebesar 9,35 m³/dtk per 10 harian.

Dalam rangka untuk mencukupi kebutuhan air irigasi DI Baru sepanjang tahun, maka diperlukan pola pengoperasian pintu intake yang disesuaikan dengan debit andalan Sungai Kali Baru setelah adanya rencana peninggian pelimpah dan peningkatan kapasitas tampungan Bendung Karangdoro.

Dalam bahasan studi ini, alternatif yang akan digunakan yaitu dengan menggunakan konstruksi bendung karet yang akan ditempatkan pada pelimpah utama bandung. Di pelimpah bendung sendiri sudah terdapat pilar-pilar yang semula fungsinya sebagai jembatan inspeksi atau jembatan transportasi sehingga dalam studi ini diupayakan tidak akan merubah konstruksi induk dari bendung dan memindahkan atau menghilangkan pilar-pilar yang sudah ada walaupun untuk konstruksi bendung karet sendiri sebenarnya dapat dibuat dengan bentang yang lebar dan tidak memerlukan banyak pilar. Namun guna mengantisipasi agar tetap terjaganya kontinuitas debit dalam penyempurnaan pengoperasian muka air maka perlu perencanaan konstruksi bentang bendung karet dengan menggunakan pilar yang sudah

ada. Analisa mengenai pola operasi bendung karet karangdoro menjadi pokok permasalahan yang akan dibahas pada studi ini.

1.3. Batasan Masalah

Untuk memberikan kejelasan studi yang dibahas, perlu adanya batasan-batasan yang harus diperhatikan, yaitu :

1. Lokasi yang dijadikan studi adalah Bendung Karangdoro yang terletak di Desa Karangdoro, Kecamatan Gambiran, Kabupaten Banyuwangi.
2. Analisa hidrologi dilakukan untuk mendapatkan debit andalan dan debit banjir rancangan.
3. Data survey dan investigasi didapat dari data proyek yang merupakan data sekunder.
4. Tidak membahas perhitungan sedimen dan detail konstruksi.
5. Tidak memperhitungkan analisa ekonomi.
6. Tidak membahas mengenai aspek dampak lingkungan.

1.4. Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah yang akan dikaji dalam studi ini adalah sebagai berikut :

1. Bagaimana karakteristik debit banjir rancangan dan debit andalan terhadap rencana bendung karet ?
2. Berapa besar penambahan kapasitas tampungan yang dihasilkan dengan adanya peninggian pelimpah ?
3. Dengan bentang bendung yang sudah ada, bagaimanakah pola operasi bendung karet yang sesuai ?

1.5. Tujuan Dan Manfaat

Tujuan dari studi ini adalah dengan kondisi bendung yang sudah ada, untuk penambahan tampungan dan menaikkan muka air diharapkan dengan modifikasi bendung karet (*rubber dam*) akan dapat memenuhi kebutuhan air irigasi pada musim kemarau dan kebutuhan air di hilir serta pada musim hujan dapat mengalirkan debit banjir rencana.

Manfaat dari studi ini adalah diharapkan air Sungai Kali Baru pada musim hujan tidak terbuang percuma dan dapat ditampung untuk kebutuhan air irigasi pada musim kemarau.



BAB II

LANDASAN TEORI

2.1. Bendung Karet

2.1.1. Umum

Bendung karet dapat diumpamakan sebagai kantong karet yang dipasang melintang sungai. Dengan memompakan udara atau air ke dalamnya, bendung karet akan mengembang sehingga akan menahan aliran serta dapat menaikkan muka air di sungai. Sebaliknya dengan mengempiskan secara manual atau otomatis akan dibuat rata dengan pelimpah eksisting. Dan apabila diinginkan dikempiskan sebagian sesuai dengan kebutuhan.

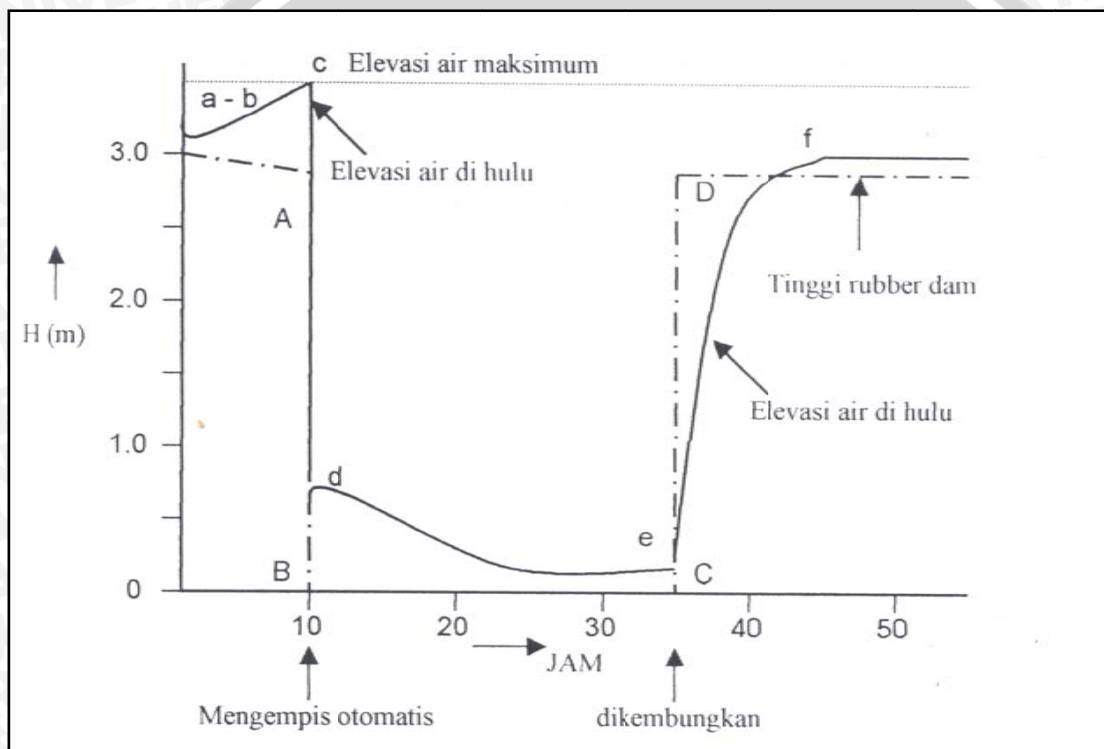
Pada umumnya pengisian karet dengan udara lebih banyak dipilih daripada dengan mengisikan air. Hal ini disebabkan dengan udara lebih ringan, dapat dioperasikan lebih cepat dan tidak memerlukan pipa suplai dan pipa pelepasan yang besar. Namun demikian pengoperasian dengan udara mengalami vibrasi sehingga untuk mengatasinya sering dioperasikan mengembang atau mengempis secara penuh. Bendung karet yang diisi air kurang cocok untuk sungai-sungai di Indonesia karena terlalu banyak mengandung sedimen. Dikhawatirkan mudah terjadi penyumbatan pipa-pipa atau pemeliharaan bendung karet menjadi mahal.

2.1.2. Cara Kerja Bendung Karet

Bendung karet merupakan tipe yang sama dengan bendung gerak dimana dapat melewatkan banjir dengan mengempiskan keret dan dapat membendung air dengan mengembungkan karet sehingga air tertahan.

Bendung karet dioperasikan dengan cara dikembungkan (*inflation*) dan dikempiskan (*deflation*) dengan mengisikan udara dan dihubungkan dengan ruang kontrol. Pengisian dilakukan dengan membuka katup pengisian udara di ruang kontrol, setelah itu dialirkan dari kompresor udara melalui pipa penghubung ke bendung karet dan apabila sudah mencukupi pengisian dihentikan. Untuk sistem pengosongan bendung karet dapat secara manual atau otomatis dengan memanfaatkan pelampung yang berada di ruang kontrol. Dimana pelampung dihubungkan dengan muka air bagian hulu bendung melalui pipa penghubung. Apabila elevasi muka air mencapai batas pengoperasian maka katup pengosongan akan terbuka secara otomatis.

Dengan menggunakan gambar 2.1, bendung karet dalam keadaan mengembang, tinggi mercu bendung karet diperlihatkan oleh garis A. Bila terjadi keadaan banjir, maka permukaan air di hulu akan naik (a-b). Ketika air telah mencapai tinggi yang diijinkan (*deflation level*), maka system otomatisnya akan bekerja dan bendung karet secara cepat akan mengempis (A-B). Permukaan air di hulu akan segera turun (c-d). Turunnya air kemungkinan akan jauh dibawah permukaan air yang direncanakan (d-e). Bila permukaan air sampai pada batas terendah yang diijinkan, maka bendung karet akan dioperasikan kembali mengembang (C-D) dan air akan segera naik kembali dalam keadaan normal (f). (Shunji Mitani,1988).



Gambar 2.1. Sistem Pengoperasian Bendung Karet
 Sumber : Shunji Mitani, 1988.

2.2. Analisa Hidrologi.

Analisa hidrologi bertujuan untuk mendapatkan gambaran mengenai karakteristik hidrograf daerah studi. Karakteristik hidrologi yang dimaksud adalah karakteristik hidrograf banjir rencana dan debit andalan dari masing-masing DPS yang ditinjau.

2.2.1. Perhitungan Curah Hujan Rerata Daerah

Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan suatu perencanaan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rerata daerah (*areal rainfall*), bukan curah hujan yang tercatat pada pos hujan (*point rainfall*).

Terdapat beberapa metode untuk mendapatkan *area rainfall*, yaitu :

- Metode Rerata Aljabar (*Arithmetic Mean*)
- Metode Poligon Thiessen
- Metode Isohyet

Melihat kondisi DAS Kali Baru dengan jumlah stasiun pengamat hujan sebanyak 4 dan lokasi titik-titik pengamatannya tidak tersebar merata, maka cara perhitungan curah hujan rata-rata itu dilakukan dengan memperhitungkan daerah pengaruh tiap titik pengamatan yaitu dengan poligon Thiessen. Adapun cara perhitungannya menggunakan rumus sebagai berikut (Sosrodarsono, 1993:27) :

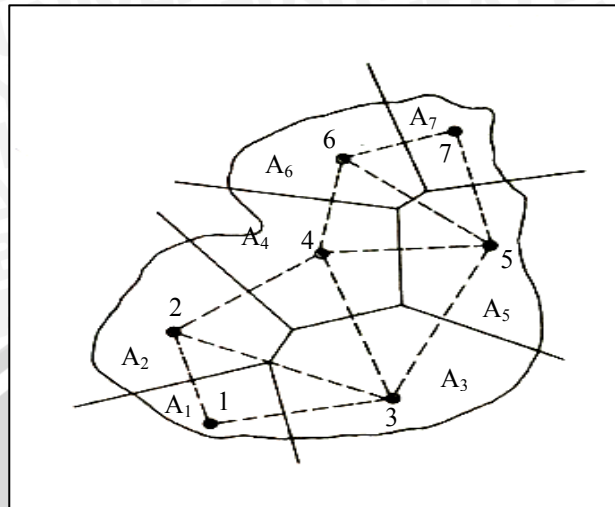
$$\begin{aligned}\bar{R} &= \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \\ &= \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A} \\ &= W_1 R_1 + W_2 R_2 + \dots + W_n R_n\end{aligned}\quad (2-1)$$

- Dengan :
- \bar{R} = Curah Hujan Daerah (mm)
 - R_1, R_2, R_n = Curah hujan di tiap titik pengamatan
 - A_1, A_2, A_n = Bagian daerah yang mewakili tiap titik pengamatan
 - W_1, W_2, W_n = $\frac{A_1}{A}, \frac{A_2}{A}, \frac{A_n}{A}$
 - n = Jumlah titik-titik pengamatan (mm)

Bagian-bagian dari A_1, A_2, \dots, A_n ditentukan dengan cara seperti berikut :

- Cantumkan titik-titik pengamatan di dalam dan di sekitar daerah itu pada peta, kemudian hubungkan tiap titik yang berdekatan dengan sebuah garis lurus (dengan demikian akan terlukis jaringan segi tiga yang menutupi seluruh daerah)
- Daerah yang bersangkutan itu dibagi dalam poligon-poligon yang didapat dengan menggambar garis bagi tegak lurus pada tiap sisi segitiga tersebut di atas. Curah hujan dalam tiap poligon itu dianggap diwakili oleh curah hujan dari titik

pengamatan dalam tiap poligon itu. Luas tiap poligon itu diukur dengan planimeter atau dengan cara lain.



Gambar 2.2. Poligon Thiessen
Sumber : Sosrodarsono, 1993:28

2.2.2. Uji Abnormalitas Data Curah Hujan

Uji abnormalitas digunakan untuk mengetahui apakah data minimum atau maksimum dari curah hujan yang telah diolah merupakan data yang harus disingkirkan.

Adapun langkah-langkah yang harus ditempuh adalah sebagai berikut :

1. Data disusun dari nilai terbesar sampai terkecil atau sebaliknya.
2. Memperkirakan nilai x_0 dengan persamaan :

$$\text{Log } x_0 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \log x_i \quad (2-2)$$

dimana :

x_i = Data curah hujan.

n = Banyaknya data.

3. Menghitung harga b dengan persamaan :

$$b = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^n b_i \quad (2-3)$$

$$m = \approx \frac{n}{10} \quad (2-4)$$

$$b_i = \frac{x_s \cdot x_t - x_0^2}{2x_0 - (x_s + x_t)} \quad (2-5)$$

dimana :

x_s = Nilai pengamatan dengan nomor urutan m dari urutan terbesar

x_t = Nilai pengamatan dengan nomor urutan m dari urutan terkecil

4. Memperkirakan nilai \bar{x}_0 dengan persamaan :

$$\bar{x}_0 = \text{Log}(x_0 + b) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \text{Log}(x_i + b) \quad (2-6)$$

5. Memperkirakan nilai \bar{x}^2 dengan persamaan :

$$\bar{x}_2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\text{Log}(x_i + b))^2 \quad (2-7)$$

6. Memperkirakan harga abnormal dengan persamaan :

$$\text{Log}(X_\epsilon + b) = \text{Log}(x_0 + b) \pm \gamma_\epsilon \cdot S_x \quad (2-8)$$

dimana :

X_ϵ = Nilai yang akan diperiksa abnormalitasnya.

γ_ϵ = Koefisien yang sesuai dengan derajat abnormalias (ϵ)

$$S_x = \sqrt{\bar{x}^2 - x_0^2} \quad (2-9)$$

7. Menghitung nilai ϵ_0 dengan perasamaan :

$$\epsilon_0 = 1 - (1 - \beta_0)^{0.5} \quad (2-10)$$

dimana :

ϵ_0 = Batas nilai penyingkiran

β_0 = Laju resiko biasanya diambil 5%

Tabel 2.1 Koefisien Yang Sesuai Dengan Derajat Abnormalitas, $\epsilon = 1/T$

N-1	Derajat Abnormalitas Sepihak ϵ							
	25	12.5	5	2.5	1.25	0.5	0.25	0.05
20	0.7205	1,243	1,809	2,188	2,541	2,984	3,307	4,038
22	0.7162	1,234	1,794	1,166	2,512	2,944	3,257	3,961
24	0.7128	1,227	1,781	1,148	2,489	2,911	3,217	3,898
26	0.7099	1,221	1,770	2,133	2,469	2,884	3,183	3,847
28	0.7073	1,216	1,760	2,120	2,452	2,860	3,154	3,803
30	0.7052	1,212	1,753	2,109	2,437	2,840	3,129	3,766
32	0.7033	1,208	1,746	2,100	2,424	2,823	3,108	3,734
34	0.7015	1,204	1,740	2,091	2,413	2,808	3,089	3,705
36	0.700	1,201	1,735	2,084	2,403	2,794	3,073	3,681
38	0.6987	1,199	1,730	2,077	2,395	2,782	3,058	3,659
40	0.6975	1,196	1,725	2,071	2,386	2,771	3,045	3,639
42	0.6963	1,194	1,722	2,066	2,379	2,762	3,033	3,621
44	0.6953	1,192	1,718	2,061	2,373	2,753	3,022	3,605
46	0.6945	1,190	1,715	2,056	2,367	2,745	3,013	3,591
48	0.6936	1,189	1,712	2,052	2,362	2,738	3,004	3,577
50	0.6929	1,187	1,709	2,049	2,357	2,731	2,996	3,565
52	0.6922	1,185	1,707	2,045	2,352	2,725	2,988	3,554
54	0.6916	1,184	1,704	2,042	2,348	2,719	2,981	3,544
56	0.6909	1,183	1,702	2,039	2,344	2,714	2,974	3,534
58	0.6904	1,182	1,700	2,036	2,340	2,709	2,969	3,525
60	0.6898	1,181	1,698	2,033	2,337	2,704	2,963	3,517
65	0.6887	1,178	1,694	2,028	2,330	2,694	2,951	3,499
70	0.6876	1,177	1,691	2,023	2,323	2,686	2,940	3,483
75	0.6868	1,175	1,688	2,019	2,318	2,678	2,930	3,471
80	0.686	1,173	1,685	2,015	2,313	2,672	2,923	3,458

Sumber : Sosrodarsono, 1990 : 54

Tabel 2.2 Nilai-Nilai Dari Limit Untuk Penyingkiran

α_0	5%	1%	α_0	5%	1%	α_0	5%	1%
N			N			N		
18	0.285%	0.056%	34	0.151%	0.030%	50	0.103%	0.020%
20	0.256%	0.049%	36	0.142%	0.028%	55	0.092%	0.018%
22	0.233%	0.046%	38	0.135%	0.027%	60	0.085%	0.017%
24	0.214%	0.042%	40	0.128%	0.025%	65	0.079%	0.016%
26	0.197%	0.039%	42	0.122%	0.024%	70	0.073%	0.014%
28	0.183%	0.036%	44	0.117%	0.023%	75	0.068%	0.013%
30	0.171%	0.034%	46	0.111%	0.022%	80	0.064%	0.013%
32	0.160%	0.032%	48	0.107%	0.021%			

Sumber : Sosrodarsono, 1990 : 54

2.2.3. Analisa Curah Hujan Rancangan

Untuk menentukan distribusi peluang dalam analisa perhitungan curah hujan rancangan maka terlebih dahulu perlu diukur besarnya derajat dari sebaran data variabel hidrologi. Hasil pengukuran tersebut sangat penting untuk mengetahui sifat dari distribusi data variabel hidrologi yang akan digunakan. Dan parameter yang digunakan dalam pengukuran derajat dari sebaran data tersebut yaitu menggunakan derajat ketidaksimetrisan untuk menunjukkan nilai koefisien kepencengan (*coefficient of skewness* = *CS*) dan juga mengukur keruncingan dengan koefisien keruncingan (*kurtosis* = *CK*) berdasarkan persamaan sebagai berikut :

$$CS = \frac{n \cdot \sum (X_i - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)S^3} \quad (2-11)$$

$$CK = \frac{n \cdot \sum (X_i - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \quad (2-12)$$

Dimana :

S = Standart Deviasi dari sampel

X_i = Data ke *i*

\bar{X} = Rata-rata hitung dari data sampel

n = Jumlah data

Tabel 2.3. Syarat Pemilihan Distribusi Peluang

Jenis Distribusi	<i>CS</i>	<i>CK</i>
Gumbel	11,396	54,002
Normal	0	3
Log Pearson Type III	bebas	bebas

Sumber : Harto,Sri, 1993 : 245

Apabila harga *CS* dan *CK* tidak memenuhi persyaratan distribusi Gumbel dan Normal, maka digunakan metode Log Pearson Type III, karena selain tidak mempunyai persyaratan khusus untuk distribusinya, metode ini juga banyak digunakan dalam analisa hidrologi, terutama dalam analisa data maksimum (banjir) dan minimum dengan nilai ekstrim.

Perhitungan curah hujan rancangan metode Log Pearson Type III mempunyai parameter-parameter yang diperlukan yaitu sebagai berikut: (Soemarto,CD, 1987 : 243)

1. Harga hujan rerata.
2. Standart deviasi (S).
3. Koefisien kepercengan (C_s).

Adapun langkah-langkah perhitungan curah hujan rancangan metode Log Pearson Type III adalah sebagai berikut :

1. Urutkan data hujan dari yang terkecil sampai terbesar ($x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$) dan ubah data hujan dalam bentuk logaritma ($\log x_1, \log x_2, \log x_3, \dots, \log x_n$).
2. Hitung nilai rata-ratanya dengan persamaan sebagai berikut :

$$\overline{\log x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \log x_i \quad (2-13)$$

3. Hitung nilai standart deviasi dengan persamaan sebagai berikut :

$$S_{\log x} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log x_i - \overline{\log x})^2}{n-1}} \quad (2-14)$$

4. Hitung nilai koefisien kepercengan dengan persamaan sebagai berikut :

$$C_s = \frac{n \cdot \sum_{i=1}^n (\log x_i - \overline{\log x})^3}{(n-1)(n-2)S_1^3} \quad (2-15)$$

5. Hitung logaritma data hidrologi ($\log x_i$) dengan peluang atau periode tertentu :

$$\text{Log } x = \overline{\log x} + G \cdot S_{\log x} \quad (2-16)$$

dimana :

G = Koefisien kemiringan

6. Hitung Anti log x untuk mendapatkan nilai x.

$$x = \text{antilog } x \quad (2-17)$$

2.2.4. Uji Distribusi Frekwensi

Untuk menentukan kecocokan (*the goodness of fit test*) distribusi frekuensi dari sampel data terhadap fungsi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan/mewakili distribusi frekuensi tersebut diperlukan pengujian parameter. Pengujian parameter tersebut adalah (Soewarno, 1995 : 193)

Tabel 2.3 Nilai Positif Koefisien Kepencengan

Skew Coefficient Cs	RECURRENCE INTERVAL IN YEARS KALA ULANG (TAHUN)										
	10,101	1.0526	1.1111	1.2500	2	5	10	25	50	100	200
	Percent Chance										
	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0.5
3.0	-0.667	-0.665	-0.660	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2,278	3,152	4,051	4,970
2.9	-0.690	-0.688	-0.681	-0.651	-0.390	0.440	1,195	2,277	3,134	4,013	4,909
2.8	-0.714	-0.711	-0.702	-0.666	-0.384	0.460	1,210	2,275	3,114	3,973	4,847
2.7	-0.740	-0.736	-0.724	-0.681	-0.376	0.479	1,224	2,272	3,097	3,932	4,783
2.6	-0.769	-0.762	-0.747	-0.696	-0.368	0.499	1,238	2,267	3,071	3,889	4,718
2.5	-0.799	-0.790	-0.771	-0.711	0.360	0.518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,625
2.4	-0.823	0.819	-0.795	-0.725	-0.351	0.537	1,262	2,256	3,023	3,800	4,584
2.3	-0.867	-0.850	-0.819	-0.739	-0.341	0.555	1,274	2,248	2,997	3,753	4,515
2.2	-0.905	-0.882	-0.844	-0.752	-0.330	0.574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,454
2.1	-0.946	-0.914	-0.869	-0.765	-0.319	0.592	1,294	2,230	2,942	3,656	4,372
2.0	-0.990	-0.949	-0.895	-0.777	-0.307	0.609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298
1.9	-1,037	-0.984	-0.920	-0.788	-0.294	0.627	1,310	2,207	2,881	3,553	4,223
1.8	-1,087	-1,020	-0.945	-0.799	-0.282	0.643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147
1.7	-1,140	-1,056	-0.970	-0.808	-0.268	0.660	1,324	2,179	2,815	3,444	4,069
1.6	-1,197	-1,093	-0.994	-0.817	-0.254	0.675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990
1.5	-1,256	-1,131	-1,018	-0.825	-0.240	0.690	1,333	2,146	2,743	3,330	3,910
1.4	-1,318	-1,163	-1,041	-0.832	-0.225	0.705	1,337	2,146	2,706	3,271	3,828
1.3	-1,388	-1,206	-1,064	-0.838	-0.210	0.719	1,339	2,128	2,666	3,211	3,745
1.2	-1,449	-1,243	-1,086	-0.844	-0.195	0.732	1,340	2,108	2,626	3,149	3,661
1.1	-1,518	-1,280	-1,107	-0.848	-0.180	0.745	1,341	2,087	2,585	3,087	3,575
1.0	-1,588	-1,317	-1,128	-0.852	-0.164	0.758	1,340	2,066	2,542	3,022	3,489
0.9	-1,660	-1,353	-1,147	-0.854	-0.148	0.769	1,339	2,043	2,498	2,957	3,401
0.8	-1,733	-1,388	-1,166	-0.856	-0.132	0.780	1,336	2,018	2,453	2,891	3,312
0.7	-1,806	-1,423	-1,183	-0.857	-0.116	0.790	1,333	1,993	2,407	2,824	3,223
0.6	1,880	-1,458	-1,200	-0.857	-0.099	0.800	1,328	1,967	2,359	2,755	3,132
0.5	-1,955	-1,491	-1,216	-0.856	-0.083	0.808	1,323	1,939	2,311	2,686	3,041
0.4	-2,029	-1,524	-1,231	-0.855	-0.066	0.816	1,317	1,910	2,261	2,615	2,949
0.3	-2,104	-1,555	-1,245	-0.853	-0.050	0.824	1,309	1,880	2,211	2,544	2,856
0.2	-2,175	-1,586	-1,258	-0.850	-0.033	0.830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763
0.1	-2,252	-1,616	-1,270	-0.846	-0.017	0.836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670
0.0	-2,326	-1,645	-1,282	-0.842	0.000	0.842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576

Sumber : Dr. M.M.A. Shahin/Stastical Analysis in Hydrology

Tabel 2.4 Nilai Negatif Koefisien Kepencengan

Skew Coefficient Cs	RECURRENCE INTERVAL IN YEARS KALA ULANG (TAHUN)										
	10,101	1.0526	1.1111	1.2500	2	5	10	25	50	100	200
	Percent Chance										
	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0.5
0.0	-2,326	-1,645	-1,282	-0.842	0.000	0.842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576
-0.1	-2,400	-1,673	-1,292	-0.836	0.017	0.846	1,270	1,716	2,000	2,252	2,482
-0.2	-2,472	-1,700	-1,301	-0.830	0.033	0.85	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388
-0.3	-2,544	-1,726	-1,309	-0.824	0.050	0.853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294
-0.4	-2,615	-1,750	-1,317	-0.816	0.066	0.855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201
-0.5	-2,686	-1,774	-1,323	-0.808	0.083	0.856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108
-0.6	-2,755	-1,797	-1,328	-0.800	0.099	0.857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016
-0.7	-2,824	-1,819	-1,333	-0.790	0.116	0.857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926
-0.8	-2,891	-1,839	-1,336	-0.780	0.132	0.856	1,166	1,448	1,606	1,733	1,837
-0.9	-2,957	-1,858	-1,339	-0.769	0.148	0.854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749
-1.0	-3,022	-1,877	-1,340	-0.758	0.164	0.852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664
-1.1	-3,087	-1,894	-1,341	-0.745	0.18	0.848	1,107	1,324	1,435	1,518	1,581
-1.2	-3,149	-1,190	-1,340	-0.732	0.195	0.844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501
-1.3	-3,211	-1,925	-1,339	-0.719	0.210	0.838	1,064	1,240	1,324	1,383	1,424
-1.4	-3,271	-1,938	-1,337	-0.705	0.225	0.832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351
-1.5	-3,330	-1,951	-1,333	-0.690	0.240	0.825	1,018	1,157	1,217	1,318	1,351
-1.6	-3,388	-1,962	-1,329	-0.875	0.254	0.817	0.994	1,116	1,166	1,197	1,216
-1.7	-3,444	-1,972	-1,324	-0.660	0.268	0.808	0.970	1,075	1,116	1,140	1,155
-1.8	-3,499	-1,981	-1,318	-0.643	0.282	0.799	0.945	1,035	1,069	1,087	1,097
-1.9	-3,553	-1,989	-1,310	-0.627	0.294	0.788	0.920	0.996	1,023	1,037	1,044
-2.0	-3,605	-1,996	-1,302	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995
-2.1	-3,656	-2,001	-1,294	-0.592	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949
-2.2	-3,705	-2,006	-1,284	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907
-2.3	-3,753	-2,009	-1,274	-0.555	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869
-2.4	-3,800	-2,011	-1,262	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833
-2.5	-3,845	-2,012	-1,290	-0.518	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800
-2.6	-3,889	-2,013	-1,238	-0.499	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769
-2.7	-3,932	-2,012	-1,224	-0.479	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741
-2.8	-3,973	-2,010	-1,210	-0.460	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
-2.9	-4,013	-2,007	-1,195	-0.440	0.330	0.651	0.681	0.683	0.689	0.690	0.690
-3.0	-4,051	-2,003	-1,180	-0.420	0.390	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667

Sumber : Dr. M.M.A. Shahin/Stastical Analysis in Hydrology

1. Uji Chi-Kuadrat (*Chi-Square*)

Uji chi-kuadrat dimaksudkan untuk menguji penyimpangan distribusi data pengamatan dengan mengukur secara matematis kedekatan antara data pengamatan dan seluruh bagian garis persamaan distribusi teoritisnya.

Persamaan yang digunakan dalam uji ini adalah sebagai berikut : (Shahin, 1976 : 187)

$$X^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(EF - OF)^2}{EF} \tag{2-18}$$

dimana :

X^2 = Harga Chi-Square.

K = Jumlah kelas distribusi, dihitung dengan persamaan : (Dayan, 1986 : 12)

$$K = 1 + 3,322 \text{ Log } N \tag{2-19}$$

N = Jumlah data pengamatan.

OF = Nilai yang diamati (*Observed Frequency*).

EF = Nilai yang diharapkan (*Expected Frequency*).

Dan derajat kebebasan dihitung sebagai berikut :

$$Dk = K - (P+1) \tag{2-20}$$

dimana :

Dk = Derajat kebebasan

K = Jumlah kelas distribusi.

P = Parameter yang terikat dalam agihan frekwensi.

Agar distribusi yang dipilih dapat diterima, maka harga $X^2 < X^2_{kritis}$ dengan nilai X^2_{kritis} berdasarkan hubungan derajat kepercayaan (α) terhadap derajat kebebasannya.

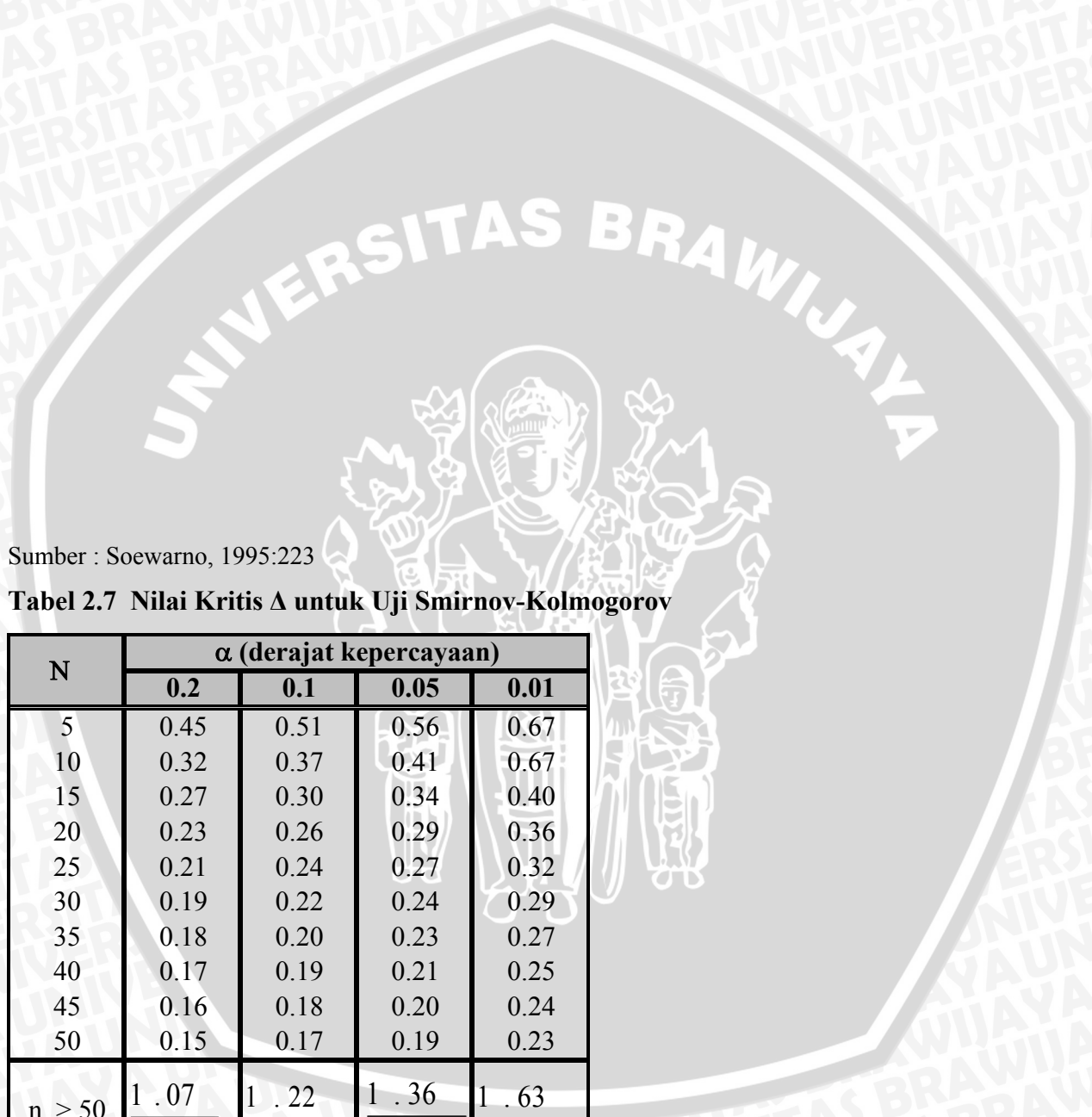
2. Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji ini digunakan untuk menguji simpangan terbesar berdasarkan bagian tertentu dari sebuah varian. Dan nilai penyimpangan tersebut ditentukan dari selisih terbesar antara peluang pengamatan (empiris) dengan peluang teoritis yaitu dalam bentuk persamaan sebagai berikut :

$$\Delta_{maks} = [Pe - P_T] \tag{2-21}$$

Tabel 2.6 Harga untuk Chi-Kuadrat Test

dk	α Derajat Kepercayaan				
	0.2	0.1	0.05	0.01	0.001
1	1,642	2,706	3,841	6,635	10,827
2	3,219	4,605	5,991	9,210	13,815
3	4,642	6,251	7,815	11,345	16,268
4	5,989	7,779	9,488	13,277	19,465



Sumber : Soewarno, 1995:223

Tabel 2.7 Nilai Kritis Δ untuk Uji Smirnov-Kolmogorov

N	α (derajat kepercayaan)			
	0.2	0.1	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.67
15	0.27	0.30	0.34	0.40
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.20	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.20	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
n > 50	$\frac{1.07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{n}}$

Sumber : Soewarno, 1995 : 199

dimana :



Δ_{maks} = Selisih terbesar antara peluang empiris dengan teoritis.

P_e = Peluang empiris.

P_T = Peluang teoritis.

Apabila $D_{maks} < D_{kritis}$, maka pemilihan distribusi tersebut dapat diterima dan diterapkan pada perhitungan selanjutnya.

Analisa Distribusi Curah Hujan Jam-Jaman.

Pada perencanaan bangunan air seperti bendungan, bendung atau embung, untuk memperkirakan hidrograf banjir rancangan dengan cara hidrograf satuan perlu diketahui dulu sebaran hujan jam-jaman yang terpisah dan independent, diambil satu seri curah hujan yang paling mewakili untuk daerah rancangan, untuk digunakan sebagai Distribusi Curah Hujan Jam-Jaman dan perhitungannya digunakan persamaan Mononobe : (Sosrodarsono,Suyono, 1997 : 27)

$$R_T = \frac{R_{24}}{t} \left(\frac{t}{T} \right)^{2/3} \quad (2-22)$$

$$R_t = t.R_T - (t-1)(R_T - 1) \quad (2-23)$$

dimana :

R_T = Intensitas hujan rata-rata dalam 1 jam (mm/jam).

R_{24} = Curah hujan efektif dalam 1 hari (mm)

R_t = % intensitas hujan rata-rata dalam t jam (mm/jam)

t = Waktu konsentrasi hujan (jam)

T = Waktu nilai hujan (jam)

2.2.6. Koefisien Pengaliran/Limpasan

Koefisien pengaliran/limpasan adalah suatu variabel yang didasarkan pada kondisi daerah pengaliran dan karakteristik hujan tersebut. Persamaan koefisien pengaliran tersebut adalah sebagai berikut : (Sosrodarsono,Suyono, 1997 : 145)

$$C = \frac{(\text{Jumlah Limpasan})}{(\text{Jumlah Curah Hujan})} \quad (2-24)$$

Apabila tidak terdapat pengukuran limpasan yang terjadi pada suatu DPS, maka koefisiennya ditentukan berdasarkan kondisi daerah dan sungai.

Tabel 2.8. Tabel koefisien pengaliran /limpasan (oleh Dr. Mononobe)

Kondisi Daerah Pengaliran dan Sungai	Nilai dari f
Daerah pegunungan yang curam	0,75 - 0,90
Daerah pegunungan tersier	0,70 - 0,80
Tanah bergelombang dan hutan	0,50 - 0,75
Tanah dataran yang ditanami	0,45 - 0,60
Persawahan yang diairi	0,70 - 0,80
Sungai di daerah pegunungan	0,75 - 0,85
Sungai kecil di dataran	0,45 - 0,75
Sungai besar yang lebih dari setengah daerah pengalirannya terdiri dari dataran.	0,50 - 0,75

Sumber : Suyono Sosrodarsono, 1980 : 145

2.2.7. Analisa Curah Hujan Netto Jam-Jaman

Hujan netto adalah bagian dari hujan total yang menghasilkan limpasan langsung (*direct run off*). Dengan asumsi bahwa proses transformasi hujan menjadi limpasan langsung mengikuti proses linier dan tidak berubah oleh waktu (*liner and time invariant process*). Maka hujan netto R_n dapat dinyatakan sebagai berikut :

$$R_n = C \cdot R \quad (2-25)$$

Dimana :

R_n = Curah hujan netto (mm)

C = Koefisien pengaliran

R = Curah hujan / intensitas hujan (mm)

Hujan netto jam-jaman adalah hasil kali hujan netto (R_n) dengan nilai distribusi hujan jam-jaman (R_t).

2.2.8. Analisa Debit Banjir Rancangan

Debit banjir rancangan adalah debit maksimum yang mungkin terjadi pada suatu daerah dengan peluang kejadian tertentu. Untuk menaksir banjir rancangan digunakan hidrograf-hidrograf sintetis yang telah dikembangkan di negara-negara lain, dimana parameter-parameternya disesuaikan terlebih dulu dengan karakteristik daerah pengaliran yang ditinjau. Adapun parameter dan karakteristik daerah pengaliran meliputi (Soemarto, CD, 1987:164) :

- Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hidrograf (*time to peak magnitude*).
- Lebar dasar sungai.

- Luas daerah pengaliran.
- Panjang alur sungai terpanjang.
- Koefisien Pengaliran.

Pada kajian ini debit banjir di hitung dengan menggunakan metode hidrograf satuan sintetis Nakayasu. Nakayasu menurunkan rumus hidrograf satuan sintetik berdasarkan hasil pengamatan dan penelitian pada beberapa sungai. Besarnya nilai debit puncak hidrograf satuan dihitung dengan rumus (Soemarto, 1987:166) :

$$Q_p = \frac{C \cdot A \cdot R_0}{3,6(0,3T_p + T_{0,3})} \quad (2-26)$$

dimana :

Q_p = Debit puncak banjir (m^3/dtk)

C = Koefisien pengaliran

A = Luas daerah pengaliran sungai (km^2)

R_0 = Hujan satuan
= 1 (mm)

T_p = Tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir atau hidrograf (jam)

$T_{0,3}$ = Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak sampai menjadi 30% dari debit puncak

Menurut Nakayasu, waktu naik hidrograf bergantung dari waktu konsentrasi dan dihitung dengan persamaan :

$$T_p = t_g + 0,80 \cdot t_r \quad (\text{jam}) \quad (2-27)$$

Dengan :

t_g = waktu konsentrasi (jam)

Waktu konsentrasi dipengaruhi oleh panjang sungai utama (L) :

- Bila $L < 15$ Km, maka waktu konsentrasinya :

$$t_g = 0,21 L^{0,7} \quad (2-28)$$

- Bila $L > 15$ Km, maka waktu konsentrasinya :

$$t_g = 0,4 + 0,058 L \quad (2-29)$$

Waktu yang menyebabkan terjadinya limpasan permukaan dihitung sebagai berikut :

$$t_r = 0,5 T_g \text{ sampai } T_g \quad (\text{jam}) \quad (2-30)$$

Waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak sampai debit menjadi 30 % dari debit puncak hidrograf satuan dihitung :

$$T_{0.3} = \alpha \cdot t_g \tag{2-31}$$

Dengan :

α = Koefisien yang bergantung pada karakteristik DAS, dengan kriteria :

$\alpha = 1.5$ → Untuk bagian naik hidrograf yang lambat dan bagian menurun yang cepat

$\alpha = 2$ → Untuk daerah pengaliran biasa

$\alpha = 3$ → Untuk bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian menurun yang lambat

Berdasarkan perhitungan diatas, maka hidrograf banjir untuk berbagai kala ulang dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$Q_k = U_1R_i + U_2R_{i-1} + \dots + U_nR_{i-2} + B_f \tag{2-32}$$

Dimana :

Q_k = ordinat hidrograf banjir pada jam ke-k

U_n = ordinat hidrograf satuan

R_i = hujan efektif pada jam ke-i

B_f = aliran dasar (*base flow*)

Nakayasu membagi bentuk hidrograf satuan dalam dua bagian, yaitu lengkung naik dan lengkung turun. Pada bagian lengkung naik, besarnya nilai hidrograf satuan dihitung dengan persamaan (Soemarto, 1987:168) :

$$Q_a = Q_p \cdot \left[\frac{t}{T_p} \right]^{2.4} \tag{2-33}$$

dan dinyatakan dalam m^3/dt .

Pada bagian lengkung turun yang terdiri dari tiga bagian, hitungan limpasan permukaannya adalah :

1. untuk $Q_d > 0,30 \cdot Q_p$

$$Q_d = Q_p \cdot 0,30^{\frac{t-T_p}{T_{0.3}}} \tag{2-34}$$

2. untuk $0,30 \cdot Q_p > Q_d > 0,30^2 \cdot Q_p$



$$Q_d = Q_p \cdot 0,30 \frac{t - T_p + 0,5 \cdot T_{0,3}}{1,5 \cdot T_{0,3}} \quad (2-35)$$

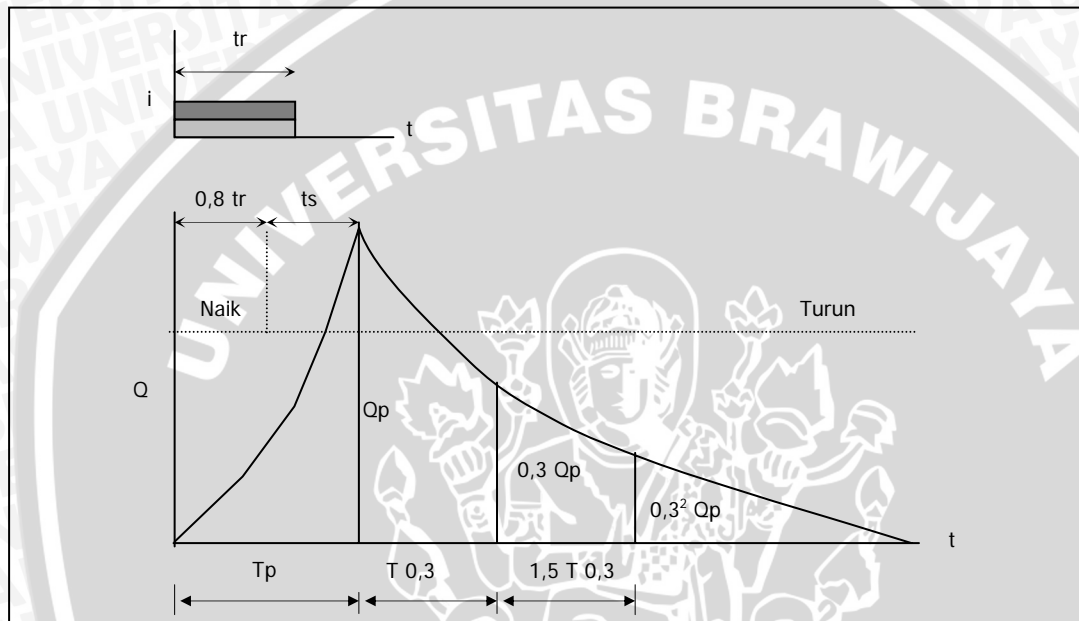
3. untuk $0,30^2 \cdot Q_p > Q_p$

$$Q_d = Q_p \cdot 0,30 \frac{t - T_p + 1,5 \cdot T_{0,3}}{2,0 \cdot T_{0,3}} \quad (2-36)$$

Dengan :

Q_d = limpasan setelah mencapai debit puncak (m^3/dt)

t = satuan waktu (jam)



Gambar 2.2. Bentuk Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Sumber : Soemarto, 1987:168

2.2.9. Evapotranspirasi

Peristiwa berubahnya air menjadi uap dan bergerak dari permukaan tanah dan permukaan air ke udara disebut evaporasi (penguapan). Peristiwa penguapan dari tanaman disebut transpirasi. Dalam hal ini yang akan dibahas seluruh aspek dari kedua-duanya yaitu evapotranspirasi. (Sosrodarsono, 1980 : 57)

Analisa mengenai evaporasi diperlukan untuk menentukan besarnya evapotranspirasi tanaman kelak akan dipakai untuk menghitung kebutuhan air irigasi dan kalau perlu, untuk studi neraca air di daerah aliran sungai.

Pada studi ini, analisa evaporasi lebih ditekankan studi neraca air di daerah aliran sungai khususnya daerah tampungan memanjang bendung karet dan pada



perhitungan pembangkitan data debit sungai Kali Baru. Maka untuk dapat memberikan hasil yang baik bagi nilai evaporasi air bebas terhadap tampungan tersebut yang merupakan nilai evaporasi dalam kebutuhan air tercukupi (evaporasi potensial), akan digunakan perhitungan dengan metode Penman Modifikasi.

Metode ini lebih dapat dipercaya karena dalam perhitungan membutuhkan data-data iklim yang benar-benar terjadi di suatu tempat (disebut sebagai data terukur), juga memasukkan factor-faktor energi. Berikut data-data terukur untuk perhitungan evapotranspirasi potensial metode Penman Modifikasi, adalah sebagai berikut :

1. t , temperatur/suhu bulanan rerata ($^{\circ}\text{C}$)
2. RH , kelembaban relatif bulanan rerata (%)
3. n/N , kecerahan matahari bulanan rerata (%)
4. U , kecepatan angin bulanan rerata (m/dtk)
5. LL , letak lintang daerah yang ditinjau
6. C , angka koreksi Penman

Persamaan-persamaan empiris dalam perhitungan evapotranspirasi potensial metode Penman Modifikasi ini adalah sebagai berikut :

$$ET_0 = C \times [(W \times Rn) + (1-W) \times f(u) \times (ea - ed)] \quad (2-37)$$

Dimana:

$$ET_0 = \text{Evapotranspirasi potensial (mm/hari)}$$

C = Suatu faktor penyesuaian dari kondisi siang dan malam atau disebut juga angka koreksi.

W = Faktor yang tergantung pada temperature rata-rata (suhu) dan ketinggian tempat (elevasi).

Rn = Jumlah radiasi netto (mm/hari)

$$= 0,75 \cdot R_s - R_{n1} \quad (2-38)$$

R_s = Jumlah radiasi gelombang pendek yang sampai ke permukaan bumi (mm/hari)

$$= \left(0,25 + 0,54 \times \frac{n}{N} \right) \times R_a \quad (2-39)$$

R_a = Radiasi gelombang pendek yang memenuhi batas luar atmosfer bumi (angka angot), (mm/hari)

n = Rata-rata lamanya matahari sebenarnya (mm/hari)

N = Lamanya cahaya matahari yang dimungkinkan secara maksimum (mm/hari)

$Rn1$ = Radiasi gelombang panjang netto (mm/hari)
 $= f(t) \cdot f(ed) \cdot f(n/N)$ (2-40)

$f(t)$ = Fungsi suhu dari tabel hubungan hubungan antara suhu (t) dengan nilai f(t)

$f(ed)$ = Fungsi tekanan uap
 $= (0,34 - (0,044\sqrt{ed}))$ (2-41)

$f(n/N)$ = Fungsi kecerahan matahari
 $= 0,1 + \left(0,9 \left(\frac{n}{N} \right) \right)$ (2-42)

$f(u)$ = Fungsi kecepatan angin rata-rata siang hari di ketinggian 2 meter (m/dtk)
 $= 0,27 \cdot (1 + 0,864 \cdot U)$ (2-43)

U = Kecepatan angin rerata (m/dtk)

$ea - ed$ = Defisit tekanan uap jenuh dengan tekanan uap sebenarnya pada suhu udara rata-rata (mbar).

ed = $ea \times RH$ (2-44)

ea = Tekanan uap sebenarnya dari tabel hubungan antara suhu dengan nilai ea .

RH = Kelembaban relatif (%)

2.2.10. Pembangkitan Data Debit Air Sungai

Pembangkitan data debit sungai bertujuan untuk mensimulasi data debit dari curah hujan yang tersedia. Karena data debit sungai tidak tersedia, maka informasi tentang debit air tersedia akan didasarkan pada hitungan pendekatan dengan menggunakan data curah hujan harian atau bulanan rata-rata.

Dalam studi ini data debit sungai akan diperoleh dari data curah hujan harian dengan menggunakan suatu model/metode yang sangat sederhana dicoba dan digunakan untuk sebuah DAS. Model yang dimaksud adalah model NRECA dengan prinsip dasar dan contoh terapan yang diuraikan secara ringkas namun dimaksudkan dapat merupakan sebuah gambaran perihal pemakaian sebuah model hidrologi sederhana. Tujuan terapan model NRECA untuk menunjang suatu penelitian

ketersediaan air dalam hal ini adalah menyajikan informasi tentang besarnya debit air tersedia di sungai.

Yang dimaksud dengan banyaknya air yang tersedia adalah jumlah air (debit) yang diperkirakan terus menerus ada dalam sungai dengan jumlah tertentu dalam jangka waktu (periode) tertentu. Untuk memperkirakan jumlah air yang tersedia diperlukan data debit sungai yang akan disadap airnya. Apabila data debit tidak tersedia maka perkiraan didasarkan pada hitungan pendekatan dengan menggunakan data hujan..

2.2.11. Analisa Debit Andalan

Debit andalan (*dependable flow*) dapat diartikan sebagai debit perencanaan yang diharapkan selalu tersedia di sungai sepanjang tahun dalam kaitannya dengan jaminan pelayanan terhadap pemenuhan kebutuhan air.

Ada beberapa metode yang dapat digunakan untuk menghitung debit andalan. Masing-masing metode memiliki ciri khas masing-masing dan didasarkan oleh pertimbangan-pertimbangan sebagai berikut : (Montarcih, Lily, 1999 : 1)

- a. Data yang tersedia
- b. Jenis kepentingan
- c. Pengalaman, dan lain-lain

Metode-metode yang bisa digunakan untuk menghitung debit andalan adalah :

1. Metode Q rata-rata maksimum

Debit andalan yang dianalisa memakai metode ini ditentukan berdasarkan data debit rata-rata bulanan yang minimum dari tiap-tiap tahun data yang tersedia.

2. Metode tahun dasar perencanaan (*basic year*)

Penentuan debit andalan menggunakan metode ini antara lain dengan menentukan suatu tahun tertentu sebagai dasar perencanaan.

3. Metode karakteristik aliran (*flow characteristic*)

Penentuan debit andalan menggunakan metode ini antara lain memakai data yang didapat berdasarkan karakteristik alirannya.

4. Metode bulan dasar perencanaan (*basic month*)

Metode ini seperti pada metode karakteristik aliran, tetapi hanya dipilih bulan tertentu sebagai dasar perencanaan.

Selanjutnya dari hasil pengambilan data debit pengamatan yang dibutuhkan dalam perhitungan debit andalan menurut masing-masing metode tersebut, maka

dibuat garis durasi untuk debit-debit yang disamai atau dilampaui. Dan cara yang akan digunakan adalah dengan memberikan posisi *plotting* kepada masing-masing data dalam deret yang ditinjau. Sedangkan posisi *plotting* tersebut dapat dinyatakan dalam probabilitas/peluang dimana suatu peristiwa hidrologi dengan besaran tertentu akan terjadi.

Sebagai penentu besarnya peluang dari suatu data pengamatan tersebut, akan digunakan persamaan dari Weibull yaitu sebagai berikut : (Soemarto,CD, 1987 : 216)

$$P(\underline{X} \geq x) = \frac{m}{n+1} \tag{2-45}$$

Dimana :

P = Probabilitas

\underline{X} = Variabel hidrologi

m = Nomor urutan x ($m = 1$ adalah nomor urutan x terbesar, $m = 2$ untuk terbesar kedua, ... , $m = n$ untuk x terkecil)

n = Besarnya sampel atau banyaknya pengamatan

Jadi kalau misalnya ditetapkan andalan sebesar 80% berarti akan dihadapi resiko adanya debit-debit lebih kecil dari debit andalan sebesar 20% banyaknya pengamatan.

Menurut pengamatan, besarnya debit andalan yang diambil untuk penyelesaian optimum penggunaan air di beberapa macam proyek, adalah sebagai berikut : (Soemarto,CD, 1987 : 214)

- | | |
|------------------------------------|-----------|
| a. Penyediaan air minum | 99% |
| b. Penyediaan air industri | 95 – 98 % |
| c. Penyediaan air untuk irigasi | |
| - daerah beriklim setengah lembab | 70 – 85 % |
| - daerah beriklim kering | 80 – 95 % |
| d. Pusat Listrik Tenaga Air (PLTA) | 85 – 90 % |

Sedangkan untuk menentukan debit andalan sungai dalam kaitannya dengan suatu peristiwa hidrologi maka terminologi debit tersebut dapat dinyatakan sebagai berikut : (Sosrodarsono,Suyono, 1997 : 204)

1. Debit air musim kering adalah debit yang dilampaui oleh debit-debit sebanyak 355 hari dalam setahun atau 97,26 %



2. Debit air rendah adalah debit yang dilampaui oleh debit-debit sebanyak 275 hari dalam setahun atau 75,34 %
3. Debit air normal adalah debit yang dilampaui oleh debit-debit sebanyak 185 hari dalam setahun atau 50,68 %
4. Debit aircukup adalah debit yang dilampaui oleh debit-debit sebanyak 95 hari dalam setahun atau 26,03 %

2.2.12. Perkolasi

Perkolasi adalah gerakan air ke bawah dari zona tidak jenuh (antara permukaan tanah sampai permukaan air tanah) ke dalam daerah jenuh (daerah di bawah permukaan air tanah). (Soemarto,CD, 1987 : 80)

Laju perkolasi sangat tergantung pada sifat-sifat tanah. Pada tanah lempung sudah dilakukan penggenangan laju perkolasi normalnya berkisar antara 1 – 3 mm/hari. Di daerah-daerah dengan kemiringan di atas 5 %, paling tidak akan terjadi kehilangan 5 mm/hari akibat perkolasi dan rembesan.

2.2.13. Neraca Air (*Water Balance*)

Dalam proses sirkulasi air, penjelasan mengenai hubungan antara aliran kedalam (*inflow*) dan aliran keluar (*outflow*) di suatu daerah untuk suatu periode tertentu disebut neraca air (*water balance*). (Sosrodarsono, 1980 : 2)

Neraca air (*water balance*) seluruh sungai harus dibuat guna mem[pertimbangkan perubahan alokasi/penjataan air akibat dibuatnya bangunan utama. Penghitungan neraca air dilakukan untuk mengecek apakah air yang tersedia cukup memadai untuk memenuhi kebutuhan air.

Pada studi ini analisa neraca air dilakukan terhadap tampungan memanjang (*long storage*) dari penempatan bendung karet pada sungai Kali Baru.

2.2.14. Analisa Kapasitas Tampungan

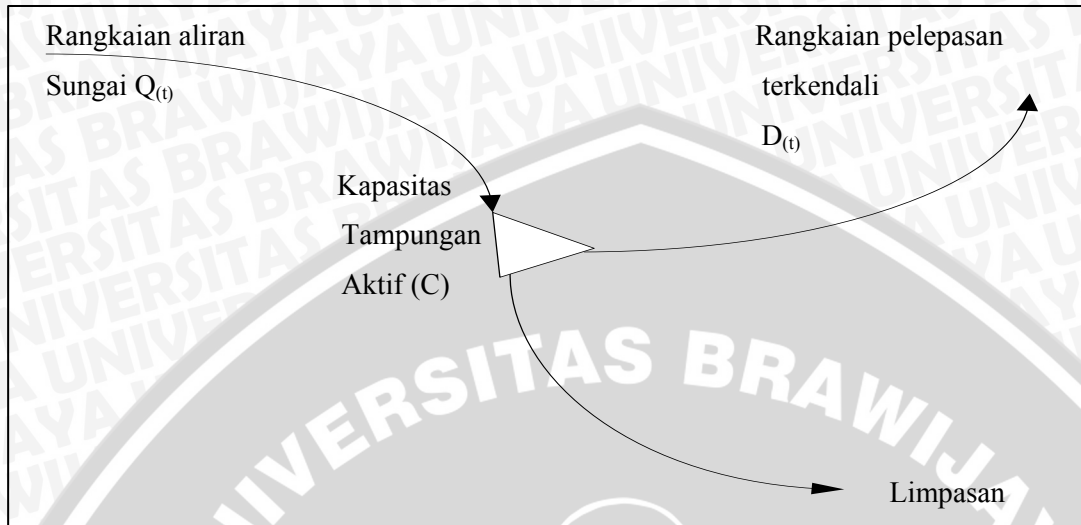
Aspek penting dalam perencanaan suatu tampungan adalah analisa tentang hubungan antara produksi dan kapasitas. Produksi adalah jumlah air yang dapat disediakan dalam waktu tertentu, sedangkan kapasitas merupakan yang tersedia.

Tampungan yang dibutuhkan pada suatu sungai untuk memenuhi permintaan tertentu tergantung pada tiga faktor, yaitu : (McMahon, 1978 : 1)

1. Variabilitas aliran sungai.
2. Ukuran permintaan.

3. Tingkat keandalan dari pemenuhan kebutuhan/permintaan.

Dalam bentuk yang paling sederhana, masalah tampungan dapat digambarkan sebagai berikut :



Gambar 2.3. Idealisasi masalah kapasitas dan kemampuan tampungan

Rangkaian aliran di sungai $Q(t)$ akan dimanfaatkan untuk memenuhi kebutuhan permintaan air dengan kebutuhan yang tertentu $D(t)$.

2.2.15. Simulasi Pola Operasi Tampungan

Pengertian umum tentang simulasi adalah merupakan suatu rancangan dalam pemecahan model-model perencanaan dengan meniru kelakuan sistem yang bersangkutan. Persamaan yang digunakan adalah kontinuitas tampungan (*mass storage equation*) yang memberi hubungan antara masukan, keluaran dan perubahan tampungan. Persamaan secara matematik dinyatakan sebagai berikut :

$$S_{t+1} = S_t + I_t - O_t - E_t - P_t \tag{2-46}$$

dengan batasan $0 \leq S_{t+1} \leq C$

dimana :

- S_{t+1} = Tampungan long storage pada akhir periode ke t
- S_t = Tampungan long storage pada awal periode ke t
- I_t = Debit masuk (*inflow*) selama periode ke t
- O_t = Debit keluar (*outflow*) selama periode ke t
- E_t = Evaporasi selama periode ke t
- P_t = Perkolasi selama periode ke t
- C = Kapasitas tampungan aktif



2.2.16. Peluang Kegagalan Dan Keandalan

1. Peluang kegagalan dan keandalan tampungan

Sejumlah definisi kegagalan sebuah tampungan dalam dijumpai dalam literatur teknik. Namun yang paling umum dipakai adalah perbandingan jumlah satuan waktu dimana *long storage* kosong dengan jumlah total yang digunakan dalam proses analisis. (McMahon, 1987 : 17)

Persamaan dari peluang kegagalan secara umum adalah sebagai berikut :

$$Pe = \frac{P}{N} \quad (2-47)$$

dimana :

P = Jumlah satuan waktu pada saat tampungan kosong

N = Jumlah total satuan waktu dalam rangkaian aliran sungai

Untuk peluang keandalan dapat didefinisikan sebagai berikut :

$$Re = 1 - Pe \quad (2-48)$$

dimana :

Re = Peluang keandalan

Pe = Peluang kegagalan

2. Peluang kegagalan dan keandalan operasi *long storage*

Penilaian kuantitatif kegagalan operasi *long storage* didasarkan pada kegagalan menurut jumlah kejadian (*occurrence based probability*), maupun jumlah kekurangan air (*volume based probability*).

Peluang keandalan dalam operasi *long storage* didefinisikan sebagai hubungan antara volume *long storage* dengan volume kebutuhan air, atau bila dinyatakan dalam persamaan adalah sebagai berikut :

$$Rv = \frac{\text{volume nyata yang di suplay dari longstorage}}{\text{per min taan kebutuhan air}} \quad (2-49)$$

2.3. Analisa Hidraulika Bendung Karet

2.3.1. Tinggi Limpasan

Berat air yang melimpas di atas bendung karet akan berpengaruh sekali terhadap tubuh bendung karet itu sendiri, hal ini disebabkan dari gaya akibat berat air yang menekan tubuh bendung karet sehingga akan mengakibatkan berkurangnya tinggi tubuh bendung karet. Maka ditetapkan syarat untuk tinggi air maksimum yang melimpas di atas mercu bendung yaitu :

$$h = 0,2 H \quad (\text{untuk isi udara}) \quad (2-50)$$

$$h = 0,5 H \quad (\text{untuk isi air}) \quad (2-51)$$

dimana :

h = Tinggi air melimpas di atas mercu bendung (m)

H = Tinggi bendung nyata (m)

2.3.2. Kapasitas Pengaliran Penampang Di Hilir Bendung Karet

Untuk mengetahui kapasitas pengaliran penampang dihilir bendung karet digunakan pendekatan aliran permanen beraturan dari persamaan Manning :

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \quad (2-52)$$

$$Q = A \times V \quad (2-53)$$

dimana :

Q = Debit aliran (m³/dtk)

A = Luas penampang basah (m²)

V = Kecepatan aliran (m/dtk)

N = Koefisien kekasaran Manning

P = Keliling basah (m)

R = Jari-jari hidraulik

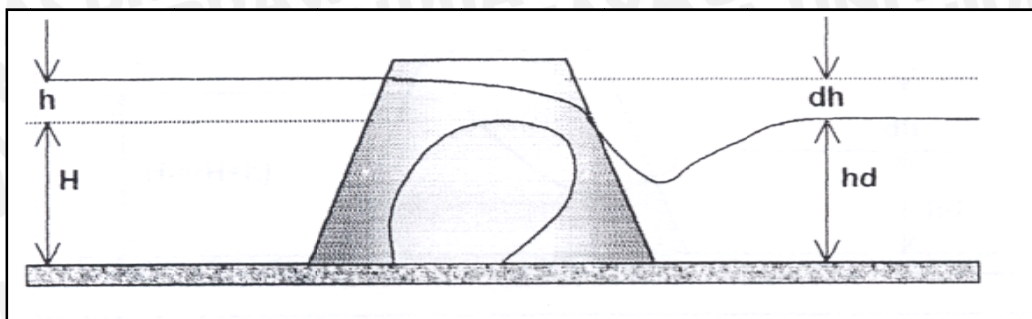
$$= A / P$$

S = Kemiringan rata-rata dasar sungai.

2.3.3. Debit Limpasan

1. Debit aliran saat bendung mengembang

Dalam pengoperasian bendung karet perlu diketahui debit yang melimpas di atas tubuh bendung maka sebagai pengontrol digunakan persamaan model test untuk bendung mengembang.



Gambar 2.4. Kondisi Bendung Karet Saat Mengembang

Sumber : Dwi Priyantoro, 1997 : 3

$$Q_i = C_i \times B_{eff} \times h^{3/2} \tag{2-54}$$

Dalam hal ini :

$$C_i = 1,77 \left(\frac{h}{H} \right) + 1,05 \quad \text{[untuk aliran sempurna (} 0 < \frac{h}{H} < 0,6 \text{)]} \tag{2-55}$$

$$C_i = (-0,20Y + 1,10)C_1 \quad \text{[untuk aliran transisi (} 0,50 < Y < 0,85 \text{)]} \tag{2-56}$$

$$C_i = (2,82Y\sqrt{1-Y})C_1 \quad \text{[untuk aliran tenggelam (} 0,85 < Y < 1,00 \text{)]} \tag{2-57}$$

$$Y = \frac{(hd - H)}{h} \tag{2-58}$$

dimana :

Q_i = Debit yang melimpas di atas bendung karet (m^3/dtk)

C_i = Koefisien debit

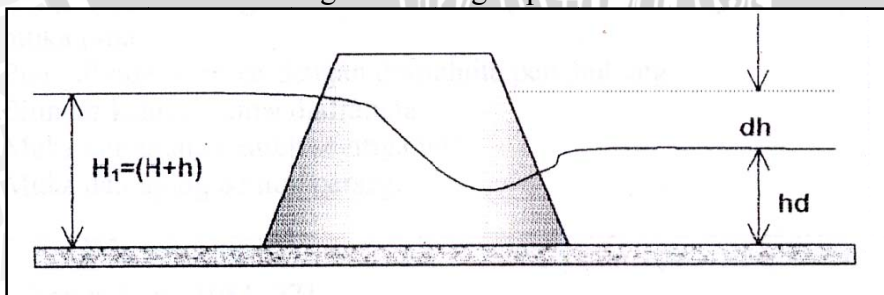
B_{eff} = Lebar efektif bendung karet (m)

h = Tinggi air di atas mercu bendung karet (m)

H = Tinggi bendung karet (m)

hd = Tinggi muka air di hilir bendung karet (m)

2. Debit aliran saat bendung karet mengempis



Gambar 2.5. Kondisi Bendung Karet Saat Mengempis

Sumber : Dwi Priyantoro, 1997 : 6

Debit yang mengalir saat bendung mengempis menggunakan persamaan

D'aubuisson :

$$Q_d = C.B_{eff}.hd\sqrt{2.g.dh + V_1^2} \tag{2-59}$$



dimana :

Q_d = Debit yang mengalir pada kondisi bendung karet mengempis sempurna
(m^3/dtk)

hd = Tinggi air di hilir (m)

dh = Perbedaan muka air antara hulu dan hilir bendung karet (m)

g = Percepatan gravitasi (m/dtk^2)

C = Koefisien bentuk pilar

B_{eff} = Lebar efektif bendung karet (m)

V_l = Kecepatan aliran air (m/dtk)

Debit keseluruhan yang melimpas :

$$Q_T = Q_i + Q_d \quad (2-60)$$

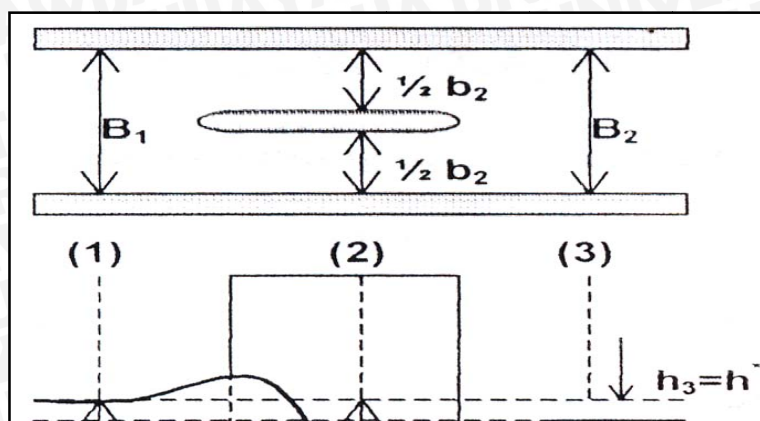
2.3.4 Aliran Antar Pilar

Digunakan rumus D'abuisson (Ven Te Chow, 1992 : 451), dengan persamaan energinya ditetapkan berdasarkan penampang 1 dan 2. dinotasikan sebagai berikut :

Tabel 2.11 Variasi Nilai C

No	Bentuk Pilar	C
1	Muka dan ujung berbentuk setengah lingkaran	0,90
2	Muka dan ujung berbentuk dari dua kurva lingkaran, setiap jari-jari sama dengan dua kali lebar pilar dan miring terhadap muka pilar	0,80
3	Pilar silinder kembar dengan diafragma penghubung	0,95
4	Silinder kembar tanpa diafragma	1,05
5	Muka dan ujung bentuk segitiga 90°	1,05
6	Muka dan ujung bentuk persegi	1,25

Sumber : Rangga Raju, 1981 : 271



Gambar 2.6. Sketsa Aliran Melalui Pilar

Sumber : Ven Te Chow, 1992 : 449

$$\alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} + Y_1 = \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + Y_2 + h_f \tag{2-61}$$

dimana :

$$Y_1 = Y_2 + h_2 \tag{2-62}$$

α = Koefisien distribusi kecepatan = 1

h_f = Kerugian enegi akibat gesekan

Dengan anggapan bahwa $Y_2 = Y_3$, mengakibatkan tinggi air terhenti $h^*=h_2=h_3$ sehingga perbandingan air terhenti = 1, hal ini banyak diterima karena banyak kejadian yang menghasilkan beda Y_2 dan Y_3 yang sangat kecil sehingga persamaannya menjadi :

$$\frac{V_1^2}{2g} + Y_1 = \frac{V_2^2}{2g} + Y_2 + h_f \tag{2-63}$$

dengan asumsi pendekatan $Y_1 = Y_2 + h_2$, $h_f = 0$ diperoleh :

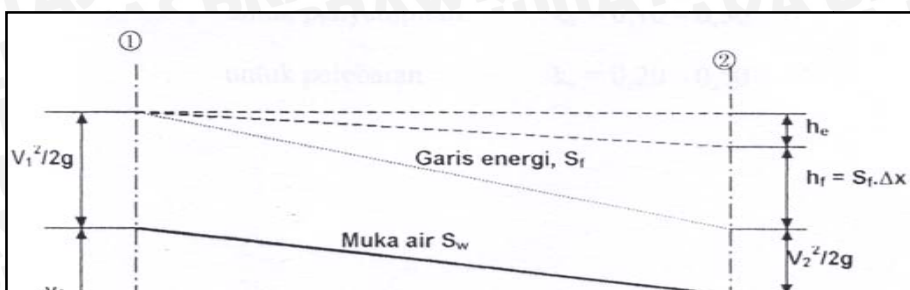
$$V_1^2 + 2gh_2 = V_2^2 \tag{2-64}$$

Maka persamaan d'abuisson menjadi :

$$Q = C \times B_2 \times Y_3 \sqrt{(2gh_2 + V_1^2)} \tag{2-65}$$

2.3.5 Analisa Profil Muka Air

Analisa profil muka air ini mengacu pada konsep bahwa aliran sungai termasuk aliran dalam saluran terbuka yang tunak (*steady*) bila kedalaman aliran tidak berubah atau konstan selama dalam selang waktu tertentu. Dan dengan kondisi air mengalir keluar atau masuk disepanjang arah aliran maka digolongkan ke dalam jenis yang tidak seragam (*non uniform*). Dan untuk menganalisa profil muka air dalam studi ini akan menggunakan metode tahapan standart (*Standart Step Method*).



Gambar 2.7. Bagian Saluran Untuk Menurunkan Metode Tahapan

Sumber : Ven Te Chow, 1992 : 239

Persamaan energi pada penampang 1 dan 2 :

$$Z_1 + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_f + h_e \tag{2-66}$$

Dimana :

h_f = Kehilangan karena factor gesekan

$$= \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \cdot \Delta X \tag{2-67}$$

$$S_f = \frac{n^2 \cdot Q^2}{A^2 \cdot R^{\frac{4}{3}}} \tag{2-68}$$

h_e = Kehilangan karena factor bentuk penampang

$$= k_e \left| \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \right| \tag{2-69}$$

k_e = Koefisien perubahan penampang

- untuk penyempitan, $k_e = 0,10 - 0,30$
- untuk pelebaran, $k_e = 0,20 - 0,50$

**BAB III
METODOLOGI**

3.1. Lokasi Studi



Daerah Kabupaten Banyuwangi adalah salah satu dari beberapa daerah kabupaten yang merupakan lumbung padi bagi Propinsi Jawa Timur dan mempunyai peran penting dalam menunjang keberhasilan pembangunan pada sektor agraris, yang berupa pencapaian tingkat swasembada pangan di Propinsi Jawa Timur pada tahun 1982. Kabupaten ini terletak di antara Garis Lintang Selatan : $07^{\circ}43'$ - $08^{\circ}46'$ dan Garis Bujur Timur : $113^{\circ}53'$ - $114^{\circ}38'$ dengan luas wilayah : 5.782,50 km².

Bendung Karangdoro merupakan bangunan yang terdapat di Sungai Kali Baru yang terletak di Desa Karangdoro Kecamatan Gambiran yang terletak di barat daya dari pusat Kabupaten Banyuwangi. Sungai Kali Baru merupakan salah satu sungai besar yang mempunyai panjang 45,69 km dan mempunyai luas DAS yaitu 447,613 km².

3.2. Data Yang Diperlukan

Data-data yang diperlukan dalam pengerjaan studi ini adalah sebagai berikut :

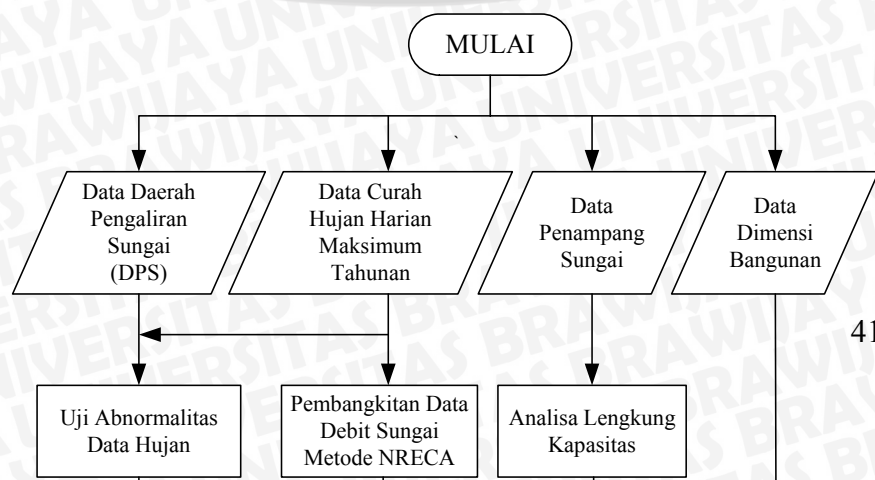
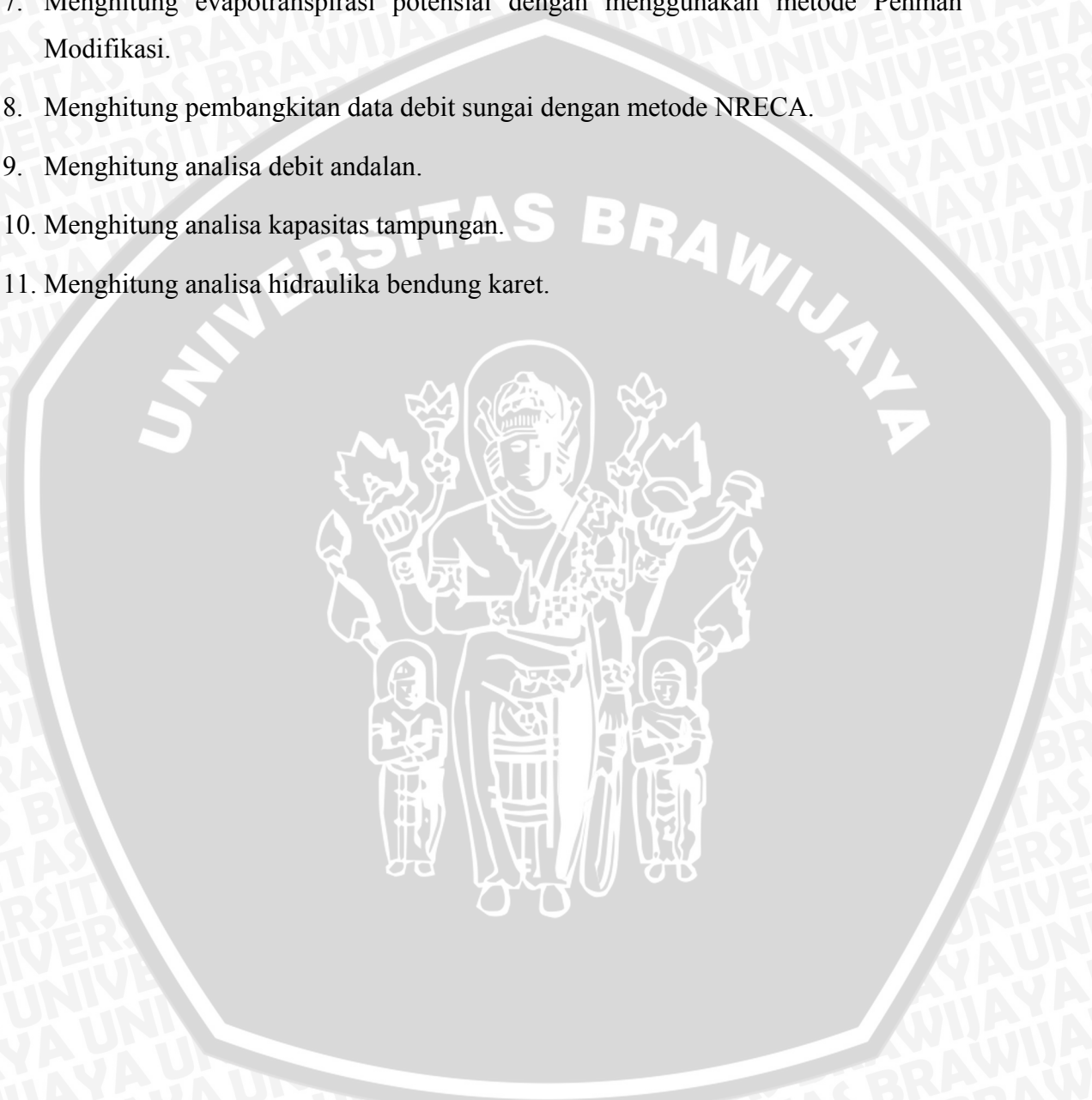
1. Data Hidrologi
2. Data Karakteristik Sungai
3. Data Teknis Bendung
4. Data Klimatologi
5. Peta dan Foto Lokasi Studi

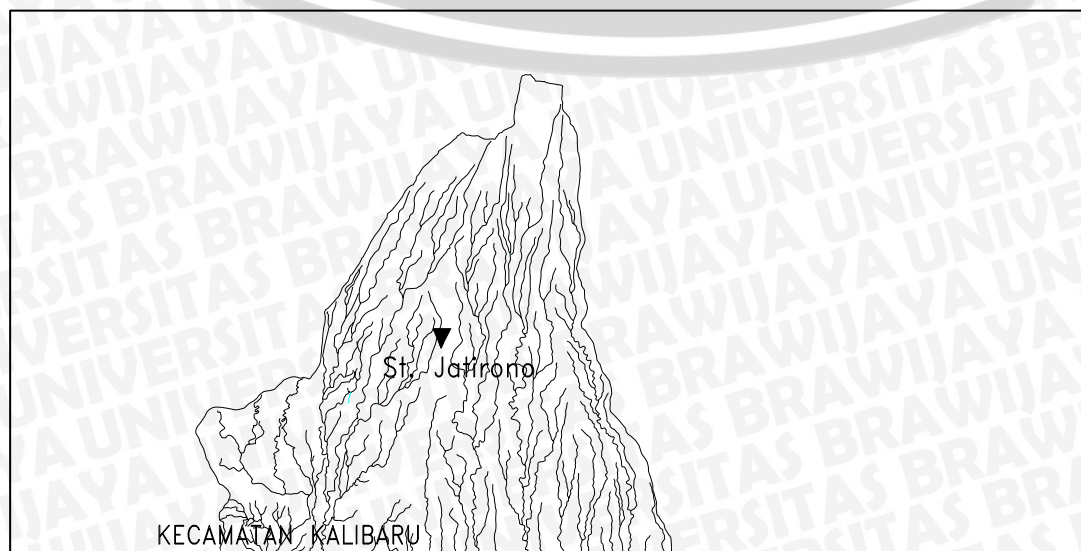
3.3. Langkah Pengerjaan Studi

Langkah-langkah yang harus ditempuh dalam pengerjaan studi ini adalah sebagai berikut :

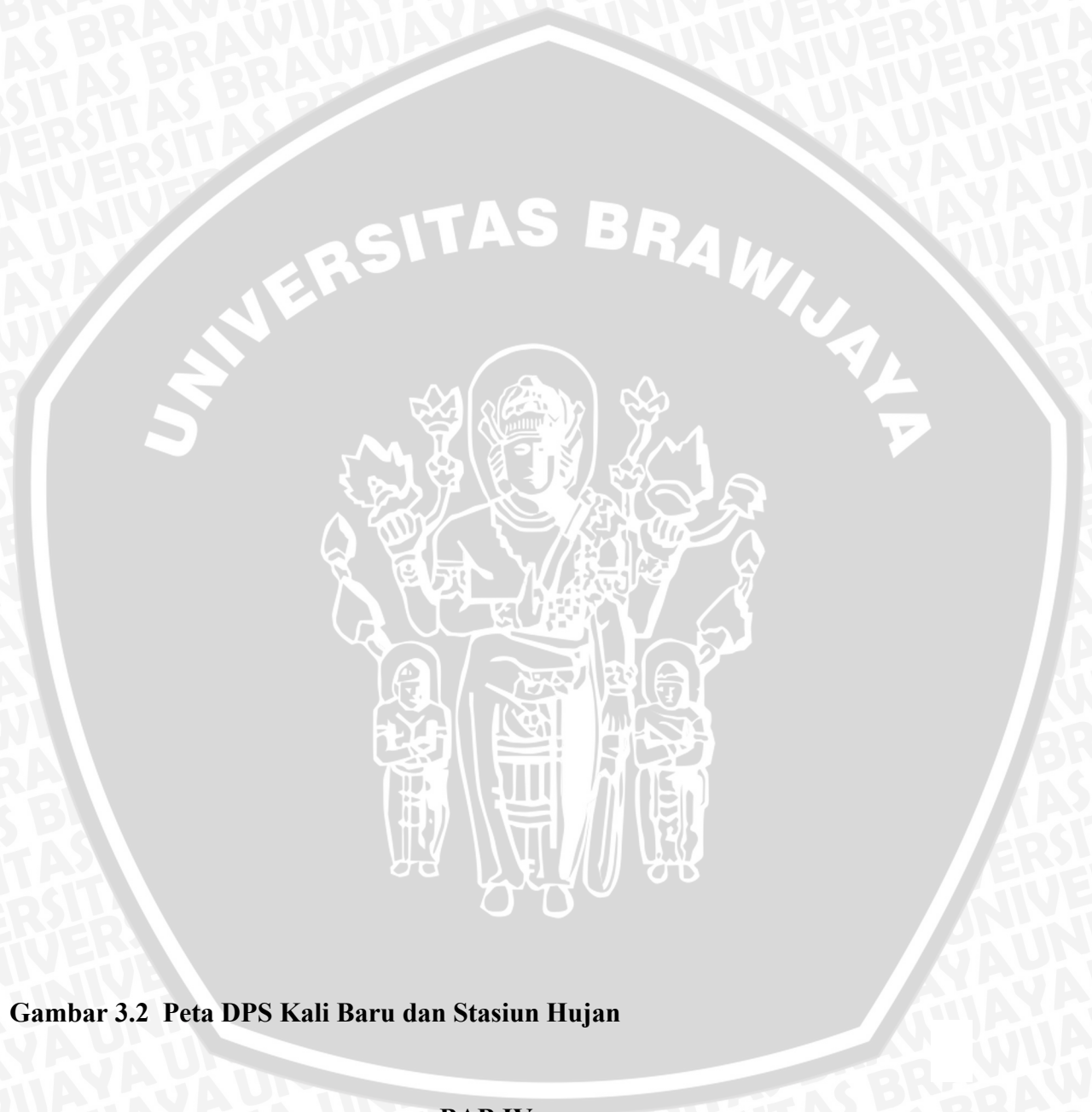
1. Merhitungan curah hujan rerata daerah.
2. Menghitung uji abnormalitas data hujan.
3. Merhitungan curah hujan rancangan dengan menggunakan metode Log Pearson Type III.
4. Menghitung uji kesesuaian distribusi yang meliputi :
 - Uji Smirnov Kolmogorov

- Uji Chi Square (Chi Kuadrat)
- 5. Menghitung sebaran curah hujan jam-jaman dengan menggunakan persamaan mononobe.
- 6. Menghitung debit banjir rancangan dengan metode nakayasu.
- 7. Menghitung evapotranspirasi potensial dengan menggunakan metode Penman Modifikasi.
- 8. Menghitung pembangkitan data debit sungai dengan metode NRECA.
- 9. Menghitung analisa debit andalan.
- 10. Menghitung analisa kapasitas tampungan.
- 11. Menghitung analisa hidraulika bendung karet.





KECAMATAN KALIBARU



Gambar 3.2 Peta DPS Kali Baru dan Stasiun Hujan

BAB IV PENGOLAHAN DATA

4.1. Lokasi Studi

Bendung Karangdoro terletak di Desa Karangdoro Kecamatan Gambiran Kabupaten Banyuwangi Jawa Timur yang termasuk dalam daerah pengaliran sungai (DPS) Kali Baru.

4.2. Analisa Hidrologi

4.2.1. Perhitungan Curah Hujan Rerata Daerah

Perhitungan curah hujan rerata daerah harian maksimum tahunan dalam studi ini adalah dengan menggunakan poligon thiesen mengingat letak dari stasiun-stasiun pengamat hujan DPS Kali Baru tidak tersebar merata. Untuk data curah hujan akan diambil dari 4 stasiun hujan terpilih yang berpengaruh terhadap DPS Kali Baru, yaitu stasiun hujan Kalibaru, stasiun hujan Jatirono, stasiun hujan Kali Sepanjang dan stasiun hujan Karangdoro.

Dalam perhitungan tinggi curah hujan tersebut adalah dengan menggunakan persamaan (2-1) berikut :

perhitungannya menggunakan rumus sebagai berikut (Sosrodarsono, 1993:27) :

$$\begin{aligned} \bar{R} &= \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \\ &= \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A} \\ &= W_1 R_1 + W_2 R_2 + \dots + W_n R_n \end{aligned}$$

- Dengan :
- \bar{R} = Curah Hujan Daerah (mm)
 - R_1, R_2, R_n = Curah hujan di tiap titik pengamatan
 - A_1, A_2, A_n = Bagian daerah yang mewakili tiap titik pengamatan
 - W_1, W_2, W_n = $\frac{A_1}{A}, \frac{A_2}{A}, \frac{A_n}{A}$
 - n = Jumlah titik-titik pengamatan (mm)

Bagian-bagian dari A_1, A_2, \dots, A_n ditentukan dengan cara seperti berikut :

Untuk mendapatkan nilai curah hujan rerata harian maksimum tahunan dengan mengambil data hujan harian maksimum untuk tiap-tiap stasiun pada tahun yang sama dan kemudian dari masing-masing stasiun tersebut diambil data hujan pada stasiun lainnya yang terjadi pada hari yang sama sesuai dengan kejadian hujan maksimum pada stasiun yang ditinjau. Kemudian setelah dihitung dengan persamaan di atas, maka

dipilih nilai hujan paling maksimum yang terjadi pada tahun yang ditinjau. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada **Tabel 4.1 - 4.2**.

4.2.2. Uji Abnormalitas Data Curah Hujan

Setelah data curah hujan maksimum diranking, maka dilakukan uji abnormalitas untuk mengetahui apakah data maksimum atau data minimum merupakan data yang harus disingkirkan. Mengingat data tersebut merupakan data ekstrim yang dapat mempengaruhi data-data lainnya.

Sebagai contoh pengujian adalah dengan langkah-langkah sebagai berikut :

1. Uji abnormalitas data minimum (nilai yang diperiksa $X_\epsilon = 13.084$), maka data maksimum dimasukkan.
2. Memperkirakan nilai x_0 menggunakan persamaan (2-2) :

$$\text{Log } x_0 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \log x_i = \frac{1}{23} \times 30,186 = 1,3124$$

$$x_0 = 20,5322$$

3. Menghitung harga b menggunakan persamaan (2-3), (2-4) dan (2-5) :

$$b = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^n b_i$$

$$m = \frac{n}{10} = \frac{23}{10} = 2,3 \text{ (nomor urut dari yang terbesar dan terkecil)}$$

$$b_i = \frac{x_s \cdot x_t - x_0^2}{2x_0 - (x_s + x_t)}$$

$$b_1 = \frac{622,356 - 421,5712}{41,0644 - 60,635} = -10,2595$$

$$b_2 = \frac{542,264 - 421,5712}{41,0644 - 52,860} = -10,2320$$

$$b = \frac{1}{2} x(-10,259 - 10,2320) = -10,2458$$

4. Memperkirakan nilai \bar{x}_0 menggunakan persamaan (2-6) :

$$\bar{x}_0 = \text{Log}(x_0 + b) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \text{Log}(x_i + b)$$

Tabel 4.1 Perhitungan Curah Hujan Rerata Daerah Harian Maksimum Tahunan

Tahun	Tanggal Kejadian	Stasiun Hujan				Hujan Harian Rerata	Hujan Harian Maksimum
		Karangdoro	Kali Baru	Kali Sepanjang	Jatirono		
		mm	mm	mm	mm		
1980	30-Dec	16.824	10.479	15.315	2.639	11.314	45 16.862
	23-Dec	0.167	30.713	-	-	15.440	
	17-Jan	1.666	-	33.467	15.455	16.862	
	17-Jan	1.666	-	33.467	15.455	16.862	
1981	15-Dec	18.490	23.125	3.403	-	15.006	15.461
	18-Aug	3.165	28.184	1.702	-	11.017	



Lanjutan

Tahun	Tanggal Kejadian	Stasiun Hujan				Hujan Harian Rerata	Hujan Harian Maksimum
		Karangdoro mm	Kali Baru mm	Kali Sepanjang mm	Jatirono mm	mm	mm
1993	7-Feb	18.490	14.815	10.777	5.277	12.340	46
	10-Mar	4.498	45.166	2.553	24.313	19.132	
	20-Jul	1.166	16.621	53.887	10.932	20.651	
	9-Mar	-	19.512	-	75.579	47.545	
1994	8-Jan	19.157	8.311	-	5.089	10.852	20.440
	6-Feb	0.833	29.990	7.374	12.251	12.612	
	24-Mar	4.997	19.150	22.689	9.235	14.018	
	6-Jul	-	23.184	18.425	14.701	20.440	



Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.2 Ranking Data Curah Hujan Harian Maksimum

No	Tahun	CH Harian Maksimum	No	Tahun	CH Harian Maksimum Yang Diurutkan
		mm			mm
1	1980	16.862	1	1982	13.084
2	1981	15.461	2	1985	13.090
3	1982	13.084	3	1997	13.929
4	1983	18.425	4	1989	14.412
5	1984	17.513	5	2003	14.552
6	1985	13.090	6	1981	15.461
7	1986	19.610	7	1987	15.470



Sumber : Hasil Perhitungan

$$= \frac{1}{23} \times 22,173 = 0,9640$$

5. Memperkirakan nilai \bar{x}^2 menggunakan persamaan (2-7) :



$$\begin{aligned}\bar{x}_2 &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\text{Log}(x_i + b))^2 \\ &= \frac{1}{23} \times 23,327 = 1,0142\end{aligned}$$

6. Memperkirakan nilai abnormal untuk data minimum menggunakan persamaan (2-8), (2-9) dan Tabel 2.2 :

$$\text{Log}(X_\varepsilon + b) = \text{Log}(x_0 + b) \pm \gamma_\varepsilon \cdot S_x$$

$$S_x = \sqrt{x^2 - x_0^2} = \sqrt{1,0142 - 0,9640^2} = 0,2913$$

$$\text{Log}(13,084 - 10,2458) = \text{Log}(20,5322 - 10,2458) \pm \gamma_\varepsilon \cdot 0,2913$$

$$\gamma_\varepsilon = \frac{\text{Log} \frac{10,2864}{2,8382}}{0,2913} = 1,9199$$

dengan $N-1 = 23$, didapat nilai didapat $\varepsilon_x \text{ TABEL} = 3,5683 \%$

7. Menghitung nilai ε_0 menggunakan persamaan (2-10) dan Tabel 2.3 :

$$\varepsilon_0 = 1 - (1 - \beta_0)^{\frac{1}{N}} = 1 - (1 - 0,05)^{\frac{1}{23}} = 0,2135 \%$$

$$\varepsilon_0 = 0,2140 \text{ (tabel)}$$

Dari perhitungan didapat ($\varepsilon_x = 3,5683 \%$) > ($\varepsilon_0 = 0,2135 \%$) maka data minimum dapat diterima. Selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.3 - 4.4.

4.2.3. Analisa Curah Hujan Rancangan

Dari persamaan (2-11), (2-12) dan perhitungan Tabel 4.5. didapatkan hasil sebagai berikut :

$$CS = \frac{n \cdot \sum (X_i - \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)S^3} = \frac{24 \times 21480,956}{23 \times 22 \times 8,576^3} = 1,616$$

$$CK = \frac{n \cdot \sum (X_i - \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} = \frac{24 \times 594099,251}{23 \times 22 \times 21 \times 8,576^3} = 0,248$$

Tabel 4.3 Uji Abnormalitas Data Hujan Minimum Dengan Memasukkan Data Hujan Maksimum

Perhitungan Perkiraan Nilai b

x_s	x_t	$x_s * x_t$	$x_s + x_t$	$((x_s * x_t) - x_0^2)$	$(2x_0 - (x_s + x_t))$	b_i
47.545	13.090	622.356	60.635	200.7851	-19.5706	-10.2595
38.931	13.929	542.264	52.860	120.6928	-11.7956	-10.2320
Total						-20.4915
$b = 1/m) \times \text{total } b_i ; \{m = N/10 = 24/10 = 2.4\}$						
$b =$						-10.2458

49

Perhitungan Perkiraan Nilai x_0

No.	x_i	$\text{Log } x_i$	$\text{Log}(x_i + b)$	$(\text{Log}(x_i + b))^2$
-----	-------	-------------------	-----------------------	---------------------------



Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.4 Uji Abnormalitas Data Hujan Maksimum Dengan Memasukkan Data Hujan Minimum

Perhitungan Perkiraan Nilai b

x_s	x_t	$x_s * x_t$	$x_s + x_t$	$((x_s * x_t) - x_0^2)$	$(2x_0 - (x_s + x_t))$	b_i
38.931	13.084	509.369	52.015	208.0684	-17.2991	-12.0277
31.310	13.090	409.837	44.399	108.5371	-9.6835	-11.2085
Total						-23.2362
b = 1/m) x total b _i ; {m = N/10 = 24/10 = 2,4}						
b =						-11.6181

Perhitungan Perkiraan Nilai x_0

No.	x_i	$\text{Log } x_i$	$\text{Log } (x_i+b)$	$(\text{Log } (x_i+b))^2$
-----	-------	-------------------	-----------------------	---------------------------





Sumber : Hasil Perhitungan

Berdasarkan **Tabel 2.4** maka hasil dari nilai CS dan CK tidak memenuhi persyaratan untuk menggunakan distribusi Gumbel dan Normal, sehingga dipilih metode Log Pearson Type III.

Kemudian dilakukan perhitungan curah hujan rancangan metode Log Pearson Type III untuk berbagai kala ulang. Sebagai contoh perhitungan diambil kala ulang 2 tahun dengan langkah perhitungan dengan menggunakan persamaan (2-13), (2-14), (2-15), (2-16) dan **Tabel 2.5**.

Berikut hasil contoh perhtiungan tersebut :

$$\overline{\log x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \log x_i = \frac{31,3028}{24} = 1,3043$$

$$S_l = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log x_i - \overline{\log x})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{0,5244}{23}} = 0,1510$$

$$CS = \frac{n \cdot \sum (\text{Log}x_i - \overline{\text{Log}x})^3}{(n-1)(n-2)S^3} = \frac{24 \times 0,0610}{23 \times 22 \times 0,1510^3} = 0,8398 \text{ (positif)}$$

$$\begin{aligned} \text{Log } x &= \overline{\log x} + G \cdot S_l \\ &= 1,3043 + (-0,1410 \times 0,1510) \\ &= 1,1859 \\ x &= 15,346 \text{ mm} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada **Tabel 4.6 - 4.7**.

4.2.4. Uji Kecocokan Data Curah Hujan Maksimum

1. Uji Chi-Kuadrat (*Chi-Square*)

Berikut ditampilkan proses pengambilan keputusan untuk chi-kuadrat.

Berdasarkan data **Tabel 4.2** yang berjumlah 24, kemudian dilakukan pembagian kelas dengan persamaan (2-18) :

$$K = 1 + 3,322 \text{ Log } N = 1 + 3,322 \text{ Log } 24 = 5,585 = 6 \text{ kelas}$$

Untuk menentukan batas kelas adalah dengan menghitung peluang (*P*%) setiap sub kelas yaitu sebesar 1/jumlah kelas = 1/6 = 0,167 = 16,667. Dan diterjemahkan ke dalam persamaan garis distribusi Log Pearson Type III. Dengan bentuk persamaannya sebagai berikut :

Tabel 4.5 Analisa Curah Hujan Rancangan untuk Menentukan Distribusi yang Sesuai dari Data Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan

No.	x_i	$(x_i - \text{rerata } x)$	$(x_i - \text{rerata } x)^3$	$(x_i - \text{rerata } x)^4$
1	13.084	-8.375	-587.4781	4920.2698
2	13.090	-8.369	-586.2189	4906.2135
3	13.929	-7.530	-427.0050	3215.4657
4	14.412	-7.047	-349.9733	2466.3038
5	14.552	-6.907	-329.4452	2275.3290
6	15.461	-5.998	-215.8162	1294.5298



Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.6 Perhitungan Curah Hujan Rancangan Metode Log Perason Type III

No	xi	Log Xi	(log xi-rerata Log x) ²	(log xi-rerata Log x) ³	(log xi-rerata Log x) ⁴
1	13.084	1.1167	0.03517	-0.00660	0.00124
2	13.090	1.1169	0.03510	-0.00658	0.00123
3	13.929	1.1439	0.02572	-0.00412	0.00066
4	14.412	1.1587	0.02119	-0.00308	0.00045
5	14.552	1.1629	0.01998	-0.00282	0.00040
6	15.461	1.1892	0.01324	-0.00152	0.00018
7	15.479	1.1897	0.01312	-0.00150	0.00017
8	15.611	1.1934	0.01229	-0.00136	0.00015
9	15.636	1.1941	0.01214	-0.00134	0.00015
10	16.862	1.2269	0.00598	0.00046	0.00004

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.7 Nilai Ekstrim Log Pearson

T	P (%)	Cs	G	Log x	x (mm)
1	2	3	4	5	6
2	50	0.8398	-0.1384	1.2834	19.212
5	20	0.8398	0.7756	1.4214	26.407
10	10	0.8398	1.3372	1.5062	32.157
25	4	0.8398	2.0279	1.6105	40.937
50	2	0.8398	2.4709	1.6774	47.574
100	1	0.8398	2.9172	1.7448	54.262

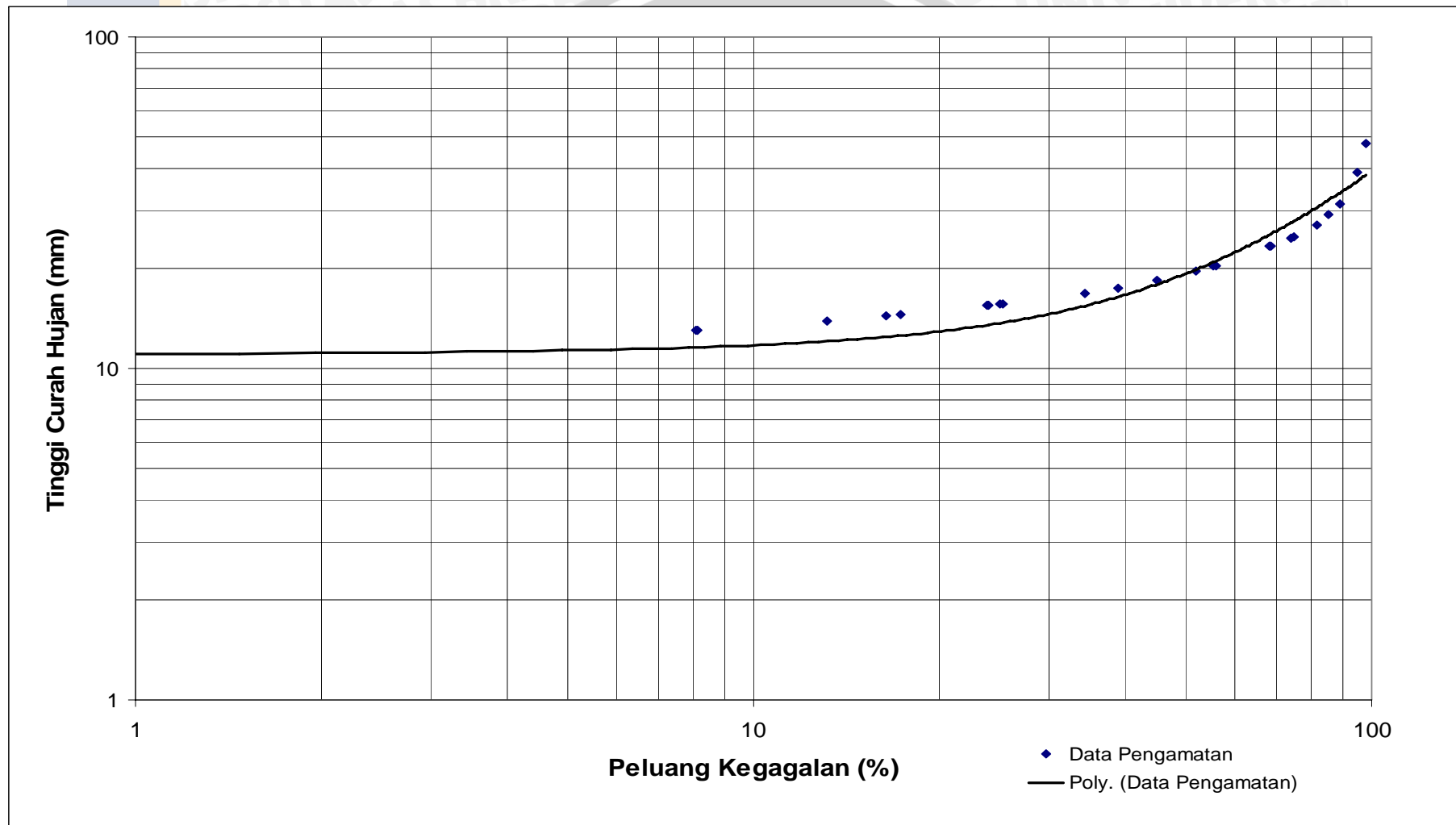
Keterangan :

4 = Lihat Tabel 2.4 (hubungan Cs dengan kala ulang (T) atau dengan Percent Chance (P%))

5 = Rerata Log x + G*S

6 = Curah hujan rancangan dengan metode Log Paerson Type III dengan kala ulang tertentu

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.1 Kurva Distribusi Peluang Metode Long Pearson Type III untuk Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan

$$\text{Log } x = 1,3043 + (G \cdot 0,1510)$$

G = Hubungan CS dengan peluang ($P\%$) pada **Tabel 2.5**

$$CS = 0.8398$$

Maka besarnya peluang dan nilai batas kelas distribusi untuk setiap sub kelas adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Untuk } P = 16,667\% \quad G = 0,9628 \quad \text{Log } x &= 1,3043 + (0,9628 \times 0,8398) = 1,4497 \\ x &= 28,1826 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Untuk } P = 30,333\% \quad G = 0,3694 \quad \text{Log } x &= 1,3043 + (0,3694 \times 0,8398) = 1,3601 \\ x &= 22,9348 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Untuk } P = 50\% \quad G = -0,1384 \quad \text{Log } x &= 1,3043 + (-0,1384 \times 0,8398) = 1,2834 \\ x &= 19,2122 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Untuk } P = 66,667\% \quad G = -0,6461 \quad \text{Log } x &= 1,3043 + (-0,6461 \times 0,8398) = 1,2067 \\ x &= 16,1068 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Untuk } P = 83,333\% \quad G = -1,1539 \quad \text{Log } x &= 1,3043 + (-1,1539 \times 0,8398) = 1,1300 \\ x &= 13,4974 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga :

Sub kelas 1	$x < 13,4974 \text{ mm}$
Sub kelas 2	$13,4974 \text{ mm} < x < 16,1068 \text{ mm}$
Sub kelas 3	$16,1068 \text{ mm} < x < 19,2122 \text{ mm}$
Sub kelas 4	$19,2122 \text{ mm} < x < 22,9348 \text{ mm}$
Sub kelas 4	$22,9348 \text{ mm} < x < 28,1826 \text{ mm}$
Sub kelas 5	$x > 28,1826 \text{ mm}$

Dan **Tabel 4.8** menunjukkan perhitungan uji chi-kuadrat (χ^2), dengan hasil keputusan bahwa $\chi^2_{\text{hitung}} < \chi^2_{\text{kritis}} = 4 < 7,815$ sehingga penggunaan distribusi Log Pearson Type III dapat diterima.

2. Uji Smirnov-Kolmogorov

Langkah perhitungan untuk uji distribusi smirnov-kolmogorov adalah sebagai berikut :

1. Urutkan data dari yang kecil ke besar untuk mendapatkan kurva hubungan terhadap peluang keagalannya.
2. Tentukan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut dengan menggunakan persamaan Weibull :(Soewarno, 1995 : 14).

Tabel 4.8 Perhitungan Uji Chi-Kuadrat

No.	Nilai Batas Sub Kelas	Jumlah Data		$(OF - EF)^2$	$(OF - EF)^2/EF$
		OF	EF		
1	$x < 13.4974$	2	4	4	1
2	13.4974 - 16.1068	7	4	9	2.25
3	16.1068 - 19.2122	3	4	1	0.25
4	19.2122 - 22.9348	3	4	1	0.25
5	22.9348 - 28.1826	5	4	1	0.25
6	$x > 28.1826$	4	4	0	0
		24	24		4

Keterangan :

OF = Nilai Pengamatan

EF = Nilai Teoritis

Diperoleh nilai chi-kuadrat hitung adalah χ^2 hitung = 4

Berdasarkan tabel chi-kuadrat $Dk = K - (P + 1)$

K = Jumlah Kelas = 6

P = Parameter yang terikat dalam agihan frekwensi = 2

Dengan $Dk = 3$ dan peluang α diambil 5% maka χ^2 kritis = 7.815

Berarti nilai hitung $\chi^2 < \chi^2$ kritis = 4 < 7.815

Sumber : Hasil Perhitungan

$$P = \frac{m}{N + I} \tag{4-1}$$

dimana :

m = Nomor urut kejadian, atau peringkat kejadian

N = Jumlah data pengamatan

3. Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data menurut persamaan distribusi peluang yang dipakai, dalam hal ini memakai persamaan distribusi Log Pearson Type III.
4. Dari kedua nilai peluang tersebut tentukanlah selisih terbesar antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis dengan menggunakan persamaan :

$$\Delta_{MAKSIMUM} = |P_E - P_T|$$

5. Berdasarkan Tabel 2.6 tentukan nilai Δ_{KRITIS}

Dengan menggunakan perhitungan nilai Δ pada **Tabel 4.9**, didapatkan nilai $\Delta_{MAKS} = 0,107$ dari data pada urutan ke $m = 9$, sedangkan menurut **Tabel 2.7**, untuk derajat kepercayaan 5% akan ditolak dan $N = 20$, telah diperoleh $\Delta_{KRITIS} = 0,29$. Karena $\Delta_{MAKS} < \Delta_{KRITIS} = (0,107 < 0,29)$ maka penggunaan distribusi Log Pearson Type III dapat diterima.

4.2.5. Perhitungan Distribusi Hujan Jam-Jaman

Hujan terpusat di Indonesia tidak lebih dari 7 jam, maka dalam perhitungan distribusi ini diambil hujan terpusat dengan durasi 6 jam dengan menggunakan persamaan (2-22) dan (2-23) :

$$R_T = \frac{R_{24}}{t} \left(\frac{t}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$R_t = t.R_T - ((t-1)(R_T - 1))$$

Sehingga :

1. Rerata intensitas curah hujan selama T jam.

$$T = 1 ; \quad R_T = \frac{R_{24}}{6} \left(\frac{6}{1} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,55032 R_{24}$$

$$T = 2 ; \quad R_T = \frac{R_{24}}{6} \left(\frac{6}{2} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,34668 R_{24}$$

Tabel 4.8 Perhitungan Uji Kolmogorov-Smirnov

m	x	P _E	Log x	G	Pr	P _T	[Sn(x) - P(x)]
1	13.084	0.040	1.117	-1.242	91.938	0.081	0.041
2	13.090	0.080	1.117	-1.241	91.907	0.081	0.001
3	13.929	0.120	1.144	-1.062	86.821	0.132	0.012
4	14.412	0.160	1.159	-0.964	83.587	0.164	0.004
5	14.552	0.200	1.163	-0.936	82.666	0.173	0.027
6	15.461	0.240	1.189	-0.762	76.096	0.239	0.001
7	15.479	0.280	1.190	-0.759	75.955	0.240	0.040
8	15.611	0.320	1.193	-0.734	74.929	0.251	0.069
9	15.636	0.360	1.194	-0.730	74.743	0.253	0.107
10	16.862	0.400	1.227	-0.512	65.650	0.343	0.057
11	17.513	0.440	1.243	-0.403	61.093	0.389	0.051
12	18.425	0.480	1.265	-0.257	54.982	0.450	0.030
13	19.610	0.520	1.292	-0.078	48.023	0.520	0.000
14	20.310	0.560	1.308	0.023	44.711	0.553	0.007
15	20.440	0.600	1.310	0.041	44.112	0.559	0.041
16	23.327	0.640	1.368	0.421	31.641	0.684	0.044
17	23.420	0.680	1.370	0.432	31.264	0.687	0.007
18	24.747	0.720	1.394	0.591	26.060	0.739	0.019
19	24.992	0.760	1.398	0.619	25.130	0.749	0.011
20	27.100	0.800	1.433	0.852	18.637	0.814	0.014
21	29.230	0.840	1.466	1.070	14.761	0.852	0.012
22	31.310	0.880	1.496	1.267	11.241	0.888	0.008
23	38.931	0.920	1.590	1.894	5.163	0.948	0.028
24	47.545	0.960	1.677	2.469	2.009	0.980	0.020

Dari perhitungan di atas didapati nilai $\Delta_{\text{MAKS}} = 0.107$
 dan data terletak pada peringkat ke $m = 9$
 Dengan derajat kepercayaan $\alpha = 5\%$ dan $N = 24$
 maka diperoleh $\Delta_{\text{KRITIS}} = 0.28$
 Karena nilai $\Delta_{\text{MAKS}} < \Delta_{\text{KRITIS}} = (0,107 < 0,28)$ maka
 penggunaan distribusi Log Pearson Type III dapat diterima

Sumber : Hasil Perhitungan

$$T = 3 ; R_T = \frac{R_{24}}{6} \left(\frac{6}{3} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,26457 R_{24}$$

$$T = 4 ; R_T = \frac{R_{24}}{6} \left(\frac{6}{4} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,21840 R_{24}$$

$$T = 5 ; R_T = \frac{R_{24}}{6} \left(\frac{6}{5} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,18821 R_{24}$$

$$T = 6 ; R_T = \frac{R_{24}}{6} \left(\frac{6}{6} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,16667 R_{24}$$

2. Intensitas curah hujan pada jam ke- t .

$$t = 1 ; R_t = 1 \cdot 0,55032 R_{24} - 0$$

$$t = 2 ; R_t = 2 \cdot 0,34668 R_{24} - 1 \cdot 0,55032 R_{24}$$

$$t = 3 ; R_t = 3 \cdot 0,26457 R_{24} - 2 \cdot 0,34668 R_{24}$$

$$t = 4 ; R_t = 4 \cdot 0,21840 R_{24} - 3 \cdot 0,26457 R_{24}$$

$$t = 5 ; R_t = 5 \cdot 0,18827 R_{24} - 4 \cdot 0,21840 R_{24}$$

$$t = 6 ; R_t = 6 \cdot 0,16667 R_{24} - 5 \cdot 0,16667 R_{24}$$

Tabel 4.10. Nilai Distribusi Hujan Jam-Jaman

Waktu Hujan Jam	Distribusi Hujan %
1	55.032
2	14.304
3	10.034
4	7.988
5	6.746
6	5.896

Sumber : Hasil Perhitungan

4.2.6. Penentuan Koefisien Limpasan

Pada DPS Kali Baru Tidak terdapat data pengukuran limpasan langsung, sehingga berdasarkan tata guna lahan pada daerah studi yaitu untuk areal persawahan yang luas, maka dalam perhitungan koefisien pengaliran diambil nilai $C = 0,70$

4.2.7. Perhitungan Curah Hujan Netto Jam-Jaman

Hujan netto (R_n) adalah hasil perkalian antara curah hujan rancangan (R) dengan koefisien pengaliran (C) menurut persamaan (2-25). Sedangkan hujan netto jam-jaman adalah hasil kali hujan netto dengan nilai distribusi hujan jam-jaman. Untuk perhitungan selengkapnya akan disajikan pada **Tabel 4.11 - 4.12.**



Tabel 4.11 Perhitungan Hujan Netto

Kala Ulang	Curah Hujan Rancangan	Koefisien Pengaliran	Hujan Netto (R _n)
Tahun	mm	C	mm
2	19.2122	0.7	13.4485
5	26.4068	0.7	18.4848
10	32.1574	0.7	22.5102
25	40.9367	0.7	28.6557
50	47.5739	0.7	33.3017
100	54.2620	0.7	37.9834

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.12 Perhitungan Hujan Netto Jam-Jaman

t	R _t	Hujan Netto (R _n) dengan Kala Ulang (tahun)					
		2	5	10	25	50	100
		13.4485	18.4848	22.5102	28.6557	33.3017	37.9834
Jam	%	Hujan Netto Jam-Jaman = R _n x R _t					
1	55.0321	7.4010	10.1726	12.3878	15.7698	18.3266	20.9031
2	14.3040	1.9237	2.6441	3.2199	4.0989	4.7635	5.4331
3	10.0339	1.3494	1.8547	2.2587	2.8753	3.3415	3.8112
4	7.9880	1.0743	1.4766	1.7981	2.2890	2.6601	3.0341
5	6.7456	0.9072	1.2469	1.5184	1.9330	2.2464	2.5622
6	5.8964	0.7930	1.0899	1.3273	1.6897	1.9636	2.2397

Sumber : Hasil Perhitungan



4.2.8. Perhitungan Debit Banjir Rancangan Metode Nakayasu

DPS Kali baru mempunyai luas 447,613 km², dengan panjang sungai utama adalah 45,69 km. dengan menggunakan persamaan (2-27) didapat hasil sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 T_g &= 0,4 + 0,058 \cdot L && (L > 15 \text{ km}) \\
 &= 0,4 + 0,058 \cdot 45,69 && = 3,05 \text{ jam} \\
 \alpha &= \frac{0,47 \cdot (A \cdot L)^{0,25}}{t_g} = \frac{0,47 \cdot (447,613 \cdot 45,69)^{0,25}}{3,05} = 1,8428 \\
 t_r &= \text{diambil } 1 \cdot T_g = 1 \cdot 3,05 = 3,05 \text{ jam} \\
 T_p &= T_g + 0,8 \cdot t_r = 3,05 + 0,8 \cdot 3,05 = 5,49 \text{ jam} \\
 T_{0,3} &= \alpha \cdot T_g = 1,8428 \cdot 3,05 = 5,6205 \text{ jam} \\
 Q_p &= \frac{C \cdot A \cdot R_0}{3,6 \cdot (0,3 \cdot T_p + T_{0,3})} = \frac{0,7 \cdot 447,613 \cdot 1}{3,6 \cdot (0,3 \cdot 5,49 + 5,6205)} = 11,9760 \text{ m}^3/\text{dtk}
 \end{aligned}$$

Untuk perhitungan selengkapnya disajikan pada **Tabel 4.13 – 4.20.**

Tabel 4.20. Hubungan Q_{maks} dengan Kala Ulang (Tr) Metode Nakayasu

Kala Ulang (Tahun)	Q _{maks} (m ³ /dtk)
2	120.3028
5	161.3334
10	194.1289
25	244.1966
50	282.0482
100	320.1902

Sumber : Hasil Perhitungan

4.2.9. Perhitungan Evapotranspirasi Potensial Dengan Metode Penman Modifikasi.

Langkah-langkah perhitungan evapotranspirasi potensial dengan metode Penman Modifikasi dapat dijelaskan pada contoh perhitungan berikut yaitu untuk bulan Januari :

1. Lihat data suhu bulanan rerata (t) = 27,2°C
2. Berdasarkan nilai (t), cari besaran (ea), (w), ($I-w$) dan $f(t)$ menggunakan **Tabel 2.9.**, maka didapat :
 - Nilai (ea) = 36,50 mbar
 - Nilai (w) = 0,769

Tabel 4.13. Perhitungan Lengkung Naik dan Turun Hidrograf Satuan

Koefisien Pengaliran = 0.70
 Luas DPS (A) = 447.613 km²
 R₀ = 1.00 mm (hujan satuan)

Parameter	Unit	Jam	a = 1.5
T _p	jam		4.270028
T _{0,3}	jam		5.62055006
0.5 x T _{0,3}	jam		2.81027503
1.5 x T _{0,3}	jam		8.43082509
2.0 x T _{0,3}	jam		11.24110012
(T _p + T _{0,3})	jam		9.89057806
(T _p + T _{0,3} + 1.5T _{0,3})	jam		18.32140315
Q _p	m ³ /dtk		11.23470897
Keterangan :		0	0.0000
		1	0.3448
Bagian Lengkung Naik :		2	1.8197
(0 ≤ t < T _p)		3	4.8153
Q _t = Q _p (t/T _p) ^{2.4}		4	9.6044
		4.27003	11.2347
		5	9.6084
		6	7.7557
Bagian Lengkung Turun :		7	6.2603
[T _p ≤ t < (T _p +T _{0,3})		8	5.0532
Q _t = Q _p x 0.3 ^[(t-T_p)/T_{0,3}]		9	4.0788
[(T _p + T _{0,3}) ≤ t < (T _p + T _{0,3} + 1.5T _{0,3})		9.89058	3.3704
Q _t = Q _p x 0.3 ^[(t-T_p+0.5T_{0,3})/1.5T_{0,3}]		10	3.3182
[t ≥ (T _p + T _{0,3} + 1.5T _{0,3})		11	2.8766
Q _t = Q _p x 0.3 ^[(t- T_p + 1.5T_{0,3})/2.0T_{0,3}]		12	2.4938
		13	2.1619
		14	1.8742
		15	1.6248
		16	1.4086
		17	1.2211
		18	1.0586
		18.3214	1.0111
		19	0.9402
		20	0.8447
		21	0.7589
		22	0.6819
		23	0.6126
		24	0.5504

Sumber : Hasil Perhitungan



Tabel 4.14 Hidrograf Banjir Rancangan Periode 2 Tahun

Data Curah Hujan Netto Periode 2 Tahun

Curah hujan netto ke - 1	=	7.4010
Curah hujan netto ke - 2	=	1.9237
Curah hujan netto ke - 3	=	1.3494
Curah hujan netto ke - 4	=	1.0743
Curah hujan netto ke - 5	=	0.9072
Curah hujan netto ke - 6	=	0.7930

t	Q _t	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆	Q
jam	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk
1	0.0000	0.0000	-	-	-	-	-	0.0000
2	0.3448	2.5516	0.0000	-	-	-	-	2.8964
3	1.8197	13.4676	0.6632	0.0000	-	-	-	15.9506
4	4.8153	35.6377	3.5005	0.4652	0.0000	-	-	44.4187
5	9.6044	71.0826	9.2630	2.4555	0.3704	0.0000	-	92.7759
6	11.2347	83.1482	18.4759	6.4978	1.9548	0.3128	0.0000	121.6241
7	9.6084	71.1121	21.6120	12.9604	5.1729	1.6508	0.2734	122.3900
8	7.7557	57.4003	18.4835	15.1603	10.3177	4.3683	1.4430	114.9288
9	6.2603	46.3323	14.9195	12.9658	12.0691	8.7129	3.8184	105.0783
10	5.0532	37.3985	12.0427	10.4657	10.3220	10.1919	7.6161	93.0901
11	4.0788	30.1873	9.7207	8.4477	8.3317	8.7166	8.9089	78.3917
12	3.3182	24.5577	7.8463	6.8188	6.7252	7.0358	7.6193	63.9213
13	2.8766	21.2896	6.3831	5.5040	5.4284	5.6792	6.1501	53.3110
14	2.4938	18.4564	5.5336	4.4776	4.3817	4.5841	4.9643	44.8915
15	2.1619	16.0003	4.7972	3.8817	3.5646	3.7002	4.0070	38.1130
16	1.8742	13.8710	4.1588	3.3651	3.0902	3.0102	3.2344	32.6040
17	1.6248	12.0251	3.6054	2.9173	2.6790	2.6096	2.6312	28.0923
18	1.4086	10.4248	3.1256	2.5291	2.3225	2.2623	2.2811	24.3539
19	1.2211	9.0375	2.7096	2.1925	2.0134	1.9612	1.9775	21.1129
20	1.0586	7.8348	2.3490	1.9007	1.7455	1.7002	1.7143	18.3033
21	1.0111	7.4833	2.0364	1.6478	1.5132	1.4740	1.4862	16.6520
22	0.9402	6.9587	1.9451	1.4285	1.3118	1.2778	1.2884	15.1506
23	0.8447	6.2520	1.8087	1.3644	1.1372	1.1078	1.1170	13.6318
24	0.7589	5.6170	1.6250	1.2688	1.0862	0.9604	0.9683	12.2846

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.15 Hidrograf Banjir Rancangan Periode 5 Tahun

Data Curah Hujan Netto Periode 5 Tahun

Curah hujan netto ke - 1	=	10.1726
Curah hujan netto ke - 2	=	2.6441
Curah hujan netto ke - 3	=	1.8547
Curah hujan netto ke - 4	=	1.4766
Curah hujan netto ke - 5	=	1.2469
Curah hujan netto ke - 6	=	1.0899

t	Q _t	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆	Q
jam	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk
1	0.0000	0.0000	-	-	-	-	-	0.0000
2	0.3448	3.5072	0.0000	-	-	-	-	3.8520
3	1.8197	18.5110	0.9116	0.0000	-	-	-	21.2423
4	4.8153	48.9834	4.8114	0.6395	0.0000	-	-	59.2496
5	9.6044	97.7017	12.7318	3.3751	0.5091	0.0000	-	123.9221
6	11.2347	114.2857	25.3947	8.9311	2.6869	0.4299	0.0000	162.9630
7	9.6084	97.7424	29.7053	17.8138	7.1100	2.2690	0.3758	164.6247
8	7.7557	78.8956	25.4053	20.8375	14.1815	6.0041	1.9834	155.0633
9	6.2603	63.6830	20.5066	17.8212	16.5887	11.9758	5.2483	142.0839
10	5.0532	51.4036	16.5525	14.3849	14.1874	14.0086	10.4682	126.0584
11	4.0788	41.4919	13.3609	11.6112	11.4518	11.9808	12.2451	106.2205
12	3.3182	33.7541	10.7846	9.3723	9.2437	9.6706	10.4726	86.6161
13	2.8766	29.2622	8.7734	7.5652	7.4613	7.8059	8.4532	72.1978
14	2.4938	25.3681	7.6059	6.1543	6.0226	6.3008	6.8233	60.7687
15	2.1619	21.9921	6.5937	5.3353	4.8995	5.0859	5.5076	51.5760
16	1.8742	19.0655	5.7162	4.6253	4.2475	4.1374	4.4456	44.1117
17	1.6248	16.5283	4.9555	4.0098	3.6822	3.5868	3.6166	38.0040
18	1.4086	14.3287	4.2960	3.4762	3.1922	3.1095	3.1353	32.9465
19	1.2211	12.4219	3.7243	3.0136	2.7674	2.6957	2.7181	28.5620
20	1.0586	10.7688	3.2287	2.6125	2.3991	2.3369	2.3563	24.7611
21	1.0111	10.2857	2.7990	2.2649	2.0798	2.0260	2.0428	22.5093
22	0.9402	9.5647	2.6735	1.9635	1.8031	1.7563	1.7709	20.4722
23	0.8447	8.5932	2.4861	1.8754	1.5631	1.5226	1.5352	18.4203
24	0.7589	7.7204	2.2336	1.7439	1.4930	1.3200	1.3309	16.6007

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.16 Hidrograf Banjir Rancangan Periode 10 Tahun

Data Curah Hujan Netto Periode 10 Tahun

Curah hujan netto ke - 1	=	12.3878
Curah hujan netto ke - 2	=	3.2199
Curah hujan netto ke - 3	=	2.2587
Curah hujan netto ke - 4	=	1.7981
Curah hujan netto ke - 5	=	1.5184
Curah hujan netto ke - 6	=	1.3273

t	Q _t	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆	Q
jam	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk
1	0.0000	0.0000	-	-	-	-	-	0.0000
2	0.3448	4.2709	0.0000	-	-	-	-	4.6157
3	1.8197	22.5422	1.1101	0.0000	-	-	-	25.4720
4	4.8153	59.6506	5.8592	0.7787	0.0000	-	-	71.1037
5	9.6044	118.9782	15.5044	4.1101	0.6199	0.0000	-	148.8171
6	11.2347	139.1737	30.9249	10.8760	3.2720	0.5235	0.0000	196.0049
7	9.6084	119.0277	36.1742	21.6931	8.6584	2.7631	0.4576	198.3825
8	7.7557	96.0768	30.9378	25.3753	17.2699	7.3117	2.4153	187.1424
9	6.2603	77.5512	24.9724	21.7021	20.2013	14.5837	6.3912	171.6622
10	5.0532	62.5977	20.1572	17.5175	17.2771	17.0592	12.7479	152.4098
11	4.0788	50.5276	16.2705	14.1398	13.9457	14.5898	14.9117	128.4639
12	3.3182	41.1048	13.1332	11.4134	11.2567	11.7766	12.7532	104.7559
13	2.8766	35.6346	10.6840	9.2126	9.0862	9.5058	10.2941	87.2939
14	2.4938	30.8925	9.2622	7.4946	7.3342	7.6729	8.3092	73.4593
15	2.1619	26.7814	8.0296	6.4972	5.9664	6.1934	6.7070	62.3369
16	1.8742	23.2174	6.9610	5.6326	5.1724	5.0384	5.4138	53.3098
17	1.6248	20.1276	6.0347	4.8830	4.4841	4.3679	4.4042	45.9263
18	1.4086	17.4491	5.2316	4.2332	3.8874	3.7866	3.8181	39.8145
19	1.2211	15.1270	4.5354	3.6698	3.3700	3.2827	3.3100	34.5161
20	1.0586	13.1139	3.9318	3.1815	2.9216	2.8459	2.8695	29.9228
21	1.0111	12.5256	3.4086	2.7581	2.5328	2.4671	2.4876	27.1910
22	0.9402	11.6476	3.2557	2.3910	2.1957	2.1388	2.1566	24.7256
23	0.8447	10.4645	3.0274	2.2838	1.9035	1.8542	1.8696	22.2478
24	0.7589	9.4017	2.7200	2.1237	1.8181	1.6074	1.6208	20.0506

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.17 Hidrograf Banjir Rancangan Periode 25 Tahun

Data Curah Hujan Netto Periode 25 Tahun

Curah hujan netto ke - 1	=	15.7698
Curah hujan netto ke - 2	=	4.0989
Curah hujan netto ke - 3	=	2.8753
Curah hujan netto ke - 4	=	2.2890
Curah hujan netto ke - 5	=	1.9330
Curah hujan netto ke - 6	=	1.6897

t	Q _t	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆	Q
jam	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk
1	0.0000	0.0000	-	-	-	-	-	0.0000
2	0.3448	5.4369	0.0000	-	-	-	-	5.7817
3	1.8197	28.6964	1.4132	0.0000	-	-	-	31.9292
4	4.8153	75.9357	7.4588	0.9913	0.0000	-	-	89.2010
5	9.6044	151.4603	19.7373	5.2322	0.7892	0.0000	-	186.8234
6	11.2347	177.1694	39.3677	13.8452	4.1653	0.6664	0.0000	246.4488
7	9.6084	151.5233	46.0501	27.6155	11.0222	3.5175	0.5825	249.9195
8	7.7557	122.3065	39.3841	32.3030	21.9847	9.3078	3.0747	236.1166
9	6.2603	98.7233	31.7900	27.6270	25.7164	18.5652	8.1361	216.8184
10	5.0532	79.6875	25.6603	22.3000	21.9938	21.7165	16.2282	192.6394
11	4.0788	64.3221	20.7125	18.0001	17.7530	18.5730	18.9828	162.4221
12	3.3182	52.3267	16.7187	14.5293	14.3298	14.9917	16.2349	132.4493
13	2.8766	45.3632	13.6008	11.7278	11.5668	12.1010	13.1045	110.3406
14	2.4938	39.3264	11.7909	9.5407	9.3364	9.7677	10.5777	92.8335
15	2.1619	34.0929	10.2218	8.2710	7.5953	7.8843	8.5381	78.7652
16	1.8742	29.5559	8.8615	7.1703	6.5845	6.4139	6.8918	67.3521
17	1.6248	25.6227	7.6822	6.2161	5.7083	5.5604	5.6065	58.0210
18	1.4086	22.2129	6.6599	5.3889	4.9486	4.8204	4.8604	50.2997
19	1.2211	19.2568	5.7736	4.6717	4.2901	4.1789	4.2136	43.6059
20	1.0586	16.6942	5.0053	4.0500	3.7192	3.6228	3.6529	37.8029
21	1.0111	15.9452	4.3392	3.5111	3.2242	3.1407	3.1668	34.3383
22	0.9402	14.8274	4.1445	3.0438	2.7952	2.7227	2.7453	31.2192
23	0.8447	13.3214	3.8540	2.9073	2.4232	2.3604	2.3800	28.0910
24	0.7589	11.9684	3.4625	2.7035	2.3145	2.0463	2.0633	25.3174

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.18 Hidrograf Banjir Rancangan Periode 50 Tahun

Data Curah Hujan Netto Periode 50 Tahun

Curah hujan netto ke - 1	=	18.3266
Curah hujan netto ke - 2	=	4.7635
Curah hujan netto ke - 3	=	3.3415
Curah hujan netto ke - 4	=	2.6601
Curah hujan netto ke - 5	=	2.2464
Curah hujan netto ke - 6	=	1.9636

t	Q _t	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆	Q
jam	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk
1	0.0000	0.0000	-	-	-	-	-	0.0000
2	0.3448	6.3185	0.0000	-	-	-	-	6.6632
3	1.8197	33.3490	1.6423	0.0000	-	-	-	36.8110
4	4.8153	88.2474	8.6681	1.1520	0.0000	-	-	102.8828
5	9.6044	176.0171	22.9374	6.0805	0.9171	0.0000	-	215.5565
6	11.2347	205.8945	45.7506	16.0900	4.8407	0.7745	0.0000	284.5849
7	9.6084	176.0903	53.5163	32.0929	12.8092	4.0878	0.6770	288.8820
8	7.7557	142.1365	45.7696	37.5404	25.5491	10.8169	3.5732	273.1415
9	6.2603	114.7297	36.9443	32.1063	29.8859	21.5753	9.4552	250.9569
10	5.0532	92.6075	29.8207	25.9155	25.5598	25.2375	18.8593	223.0534
11	4.0788	74.7509	24.0706	20.9185	20.6313	21.5843	22.0605	188.0949
12	3.3182	60.8106	19.4293	16.8850	16.6532	17.4224	18.8671	153.3858
13	2.8766	52.7181	15.8060	13.6292	13.4421	14.0630	15.2292	127.7641
14	2.4938	45.7025	13.7025	11.0875	10.8502	11.3514	12.2927	107.4805
15	2.1619	39.6205	11.8790	9.6120	8.8268	9.1626	9.9224	91.1852
16	1.8742	34.3479	10.2982	8.3329	7.6521	7.4539	8.0092	77.9683
17	1.6248	29.7769	8.9277	7.2239	6.6338	6.4619	6.5155	67.1647
18	1.4086	25.8143	7.7397	6.2626	5.7510	5.6020	5.6485	58.2265
19	1.2211	22.3790	6.7097	5.4292	4.9856	4.8565	4.8968	50.4779
20	1.0586	19.4008	5.8168	4.7067	4.3222	4.2102	4.2451	43.7604
21	1.0111	18.5305	5.0427	4.0803	3.7470	3.6499	3.6802	39.7417
22	0.9402	17.2315	4.8165	3.5373	3.2483	3.1642	3.1904	36.1285
23	0.8447	15.4813	4.4788	3.3786	2.8161	2.7431	2.7659	32.5085
24	0.7589	13.9089	4.0239	3.1418	2.6897	2.3781	2.3978	29.2991

Sumber : Hasil Perhitungan

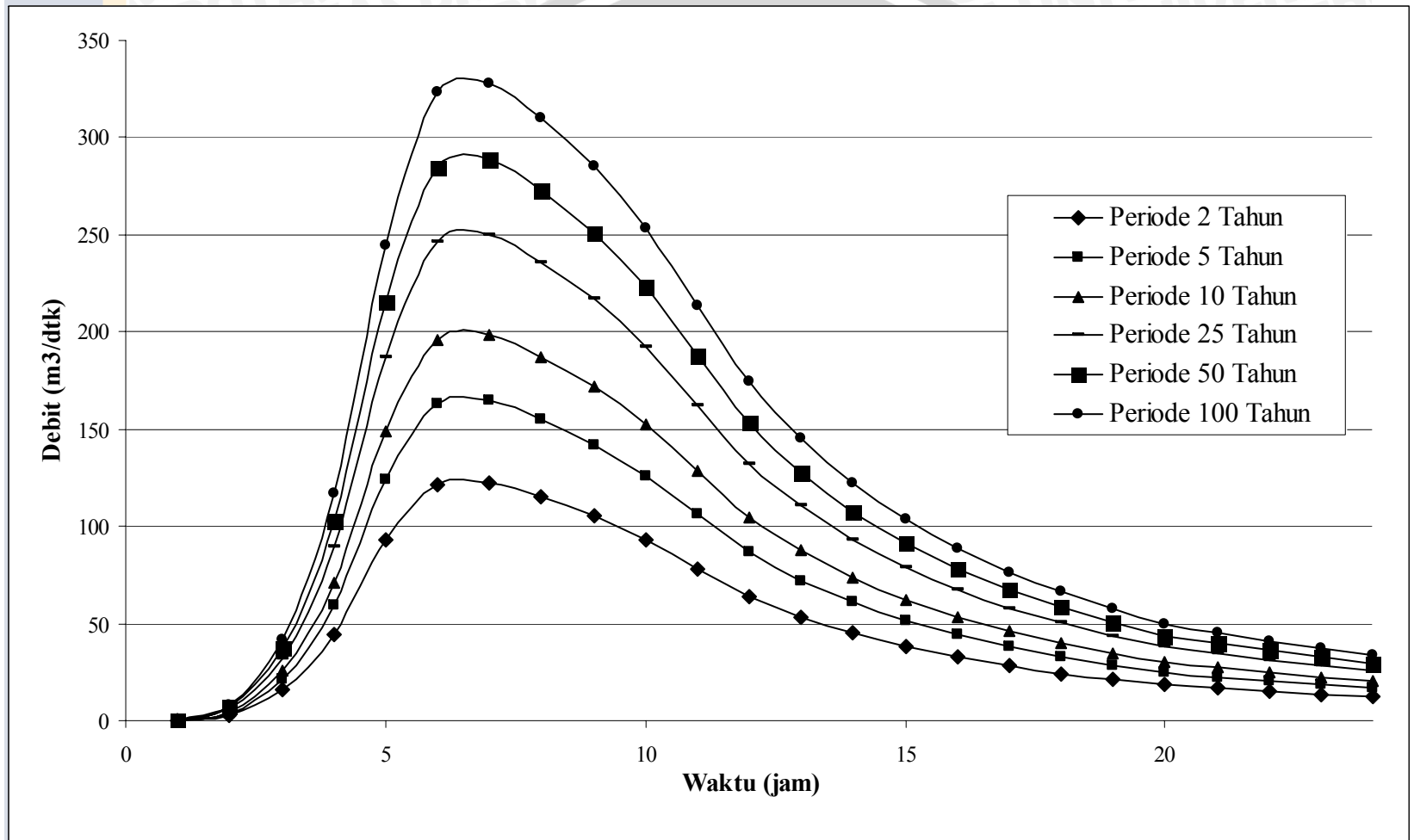
Tabel 4.19 Hidrograf Banjir Rancangan Periode 100 Tahun

Data Curah Hujan Netto Periode 100 Tahun

Curah hujan netto ke - 1	=	20.9031
Curah hujan netto ke - 2	=	5.4331
Curah hujan netto ke - 3	=	3.8112
Curah hujan netto ke - 4	=	3.0341
Curah hujan netto ke - 5	=	2.5622
Curah hujan netto ke - 6	=	2.2397

t	Q _t	R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆	Q
jam	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk	m ³ /dtk
1	0.0000	0.0000	-	-	-	-	-	0.0000
2	0.3448	7.2067	0.0000	-	-	-	-	7.5515
3	1.8197	38.0373	1.8732	0.0000	-	-	-	41.7302
4	4.8153	100.6536	9.8867	1.3140	0.0000	-	-	116.6695
5	9.6044	200.7623	26.1620	6.9353	1.0461	0.0000	-	244.5100
6	11.2347	234.8399	52.1823	18.3520	5.5212	0.8834	0.0000	323.0135
7	9.6084	200.8458	61.0398	36.6047	14.6100	4.6624	0.7722	328.1433
8	7.7557	162.1186	52.2040	42.8180	29.1409	12.3376	4.0755	310.4504
9	6.2603	130.8588	42.1380	36.6199	34.0874	24.6084	10.7845	285.3573
10	5.0532	105.6266	34.0130	29.5588	29.1531	28.7855	21.5106	253.7007
11	4.0788	85.2596	27.4546	23.8593	23.5318	24.6186	25.1618	213.9645
12	3.3182	69.3596	22.1608	19.2587	18.9944	19.8717	21.5195	174.4829
13	2.8766	60.1294	18.0280	15.5453	15.3319	16.0400	17.3701	145.3213
14	2.4938	52.1275	15.6289	12.6462	12.3756	12.9472	14.0208	122.2400
15	2.1619	45.1905	13.5490	10.9633	10.0677	10.4507	11.3173	103.7004
16	1.8742	39.1766	11.7460	9.5043	8.7279	8.5017	9.1351	88.6659
17	1.6248	33.9631	10.1828	8.2395	7.5664	7.3704	7.4315	76.3785
18	1.4086	29.4434	8.8277	7.1430	6.5595	6.3895	6.4425	66.2142
19	1.2211	25.5251	7.6530	6.1924	5.6865	5.5392	5.5852	57.4026
20	1.0586	22.1283	6.6345	5.3684	4.9298	4.8021	4.8419	49.7636
21	1.0111	21.1356	5.7516	4.6540	4.2737	4.1630	4.1976	45.1866
22	0.9402	19.6539	5.4936	4.0346	3.7050	3.6090	3.6390	41.0754
23	0.8447	17.6577	5.1085	3.8536	3.2120	3.1287	3.1547	36.9599
24	0.7589	15.8643	4.5896	3.5835	3.0679	2.7124	2.7349	33.3114

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.2 Kurva Distribusi Peluang Metode Long Pearson Type III untuk Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan

- Nilai $(1-w) = 0,231$
- Nilai $f(t) = 16,18$
- 3. Lihat data kelembaban relatif (RH) = 86,70%
- 4. Nilai ed didapat dari persamaan (2-44) :
 $ed = ea \times RH = 36,50 \times 0,867 = 31,65$ mbar
- 5. Hitung $(ea-ed) = 36,50 - 31,65 = 4,85$ mbar
- 6. Berdasarkan letak lintang daerah studi $7,45^\circ LS$ didapat nilai $Ra = 16,10$ mm/hari
- 7. Lihat data penyinaran matahari (n/N) = 51 %
- 8. Hitung Rs dengan persamaan (2-39) :

$$Rs = \left(0,25 + 0,54 \cdot \frac{n}{N} \right) \times Ra = (0,25 + (0,54 \times 0,51)) \times 16,10 = 6,098 \text{ mm/hari}$$

- 9. Hitung $f(ed)$ dengan persamaan (2-41) :

$$f(ed) = \left(0,34 - \left(0,0044 \sqrt{ed} \right) \right) = \left(0,34 - \left(0,0044 \sqrt{31,65} \right) \right) = 0,092$$

- 10. Hitung $f(n/N)$ dengan persamaan (2-42) :

$$f(n/N) = 0,1 + \left(0,9 \cdot \frac{n}{N} \right) = 0,1 + (0,9 \cdot 0,51) = 0,559$$

- 11. Lihat kecepatan angin $u = 0,60$ m/dtk

- 12. Hitung $f(u)$ dengan persamaan (2-43) :

$$f(u) = 0,27 \cdot (1 + 0,864 \cdot u) = 0,27 \cdot (1 + 0,864 \cdot 0,60) = 0,41 \text{ m/dtk}$$

- 13. Hitung $Rn1$ dengan persamaan (2-40) :

$$Rnf = f(t) \cdot f(ed) \cdot f(n/N) = 16,18 \cdot 0,092 \cdot 0,559 = 0,836 \text{ mm/hari}$$

- 14. Lihat angka koefisien Penman (C) yang merupakan angka koreksi (Tabel 2.11) yaitu untuk bulan Januari = 1,1

- 15. Hitung Rn dengan persamaan (2-38) :

$$Rn = 0,75 \cdot Rs - Rnf = (0,75 \cdot 6,098) - 0,836 = 5,261 \text{ mm/hari}$$

- 16. Hitung evapotranspirasi potensial Penman Modifikasi dengan persamaan (2-37) :

$$ET_o = C \cdot [(W \times Rn) + (1 - W) \times f(u) \times (ea - ed)]$$

$$ET_o = 1,1 \cdot [(0,769 \times 5,261) + (0,231) \times 0,41 \times 4,85]$$

$$ET_o = 4,956 \text{ mm / hari}$$

Untuk perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada **Tabel 4.21**.

Tabel 4.21 Perhitungan Evapotranspirasi Potensial (ET₀) Metode Penman Modifikasi

No	Keterangan	Satuan	Bulan											
			Jan	Feb	Mar	Apr	Mei	Jun	Jul	Ags	Sep	Okt	Nov	Des
1	t	°C	27.2	27	27.4	27.9	26.9	26.6	25.7	25.4	26.1	26.9	27.6	27.4
2	RH	%	86.70	86.70	86.70	85.60	85.00	83.10	82.10	78.90	77.60	77.80	82.80	84.70
3	u	m/dt	0.600	0.400	0.400	0.300	0.400	0.400	0.400	0.600	0.900	0.600	0.600	0.500
4	n/N	%	51.000	52.000	58.000	74.000	76.000	82.000	89.000	88.000	79.000	76.000	69.000	62.000
5	RA	mm/hari	16.1000	16.1275	15.5550	14.5100	13.2375	12.3450	12.9475	14.1125	15.3400	16.1300	16.1100	16.0000
6	a		0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
7	ea	m.bar	36.500	36.090	36.940	37.575	35.445	35.250	32.525	32.450	33.820	35.445	37.370	36.940
8	ed	m.bar	31.65	31.29	32.03	32.16	30.13	29.29	26.70	25.60	26.24	27.58	30.94	31.29
9	ea-ed	m.bar	4.85	4.80	4.91	5.41	5.32	5.96	5.82	6.85	7.58	7.87	6.43	5.65
10	f(U)		0.41	0.36	0.36	0.34	0.36	0.36	0.36	0.41	0.48	0.41	0.41	0.39
11	w		0.769	0.767	0.771	0.774	0.764	0.763	0.752	0.749	0.756	0.764	0.773	0.771
12	(1-W)		0.231	0.233	0.229	0.226	0.236	0.237	0.248	0.251	0.244	0.236	0.227	0.229
13	R _{ns}	mm/hari	6.098	6.169	6.300	6.747	6.255	6.111	6.749	7.303	7.421	7.621	7.189	6.720
14	f(t)		16.180	16.140	16.220	16.280	16.080	16.060	15.825	15.750	15.925	16.080	16.260	16.220
15	f(ed)		0.092	0.094	0.091	0.090	0.098	0.102	0.113	0.117	0.115	0.109	0.095	0.094
16	f(n/N)		0.559	0.568	0.622	0.766	0.784	0.838	0.901	0.892	0.811	0.784	0.721	0.658
17	R _{nf}	mm/hari	0.836	0.861	0.918	1.128	1.242	1.371	1.606	1.649	1.480	1.373	1.117	1.002
18	Rn	mm/hari	5.261	5.308	5.382	5.619	5.013	4.740	5.143	5.654	5.941	6.248	6.072	5.718
19	w.Rn	mm/hari	4.046	4.071	4.149	4.349	3.830	3.617	3.868	4.235	4.491	4.773	4.694	4.409
20	c		1.10	1.10	1.00	0.90	0.90	0.90	0.90	1.00	1.10	1.10	1.10	1.10
21	ET ₀	mm/hari	4.956	4.925	4.558	4.288	3.857	3.717	3.953	4.940	5.916	6.088	5.821	5.400

Sumber : Hasil Perhitungan

4.2.10. Pembangkitan Data Debit Sungai

Pembangkitan data debit bertujuan untuk mensimulasi data debit dari data curah hujan yang tersedia. Karena data debit sungai tidak tersedia, maka informasi tentang debit air akan didasarkan pada hitungan pendekatan menggunakan data curah hujan harian atau bulanan rata-rata dengan menggunakan metode NRECA. Suatu metode yang cukup sederhana dicoba digunakan untuk sebuah DAS.

Langkah perhitungan ini melalui 18 tahap dan contoh perhitungannya dapat dilakukan seperti dibawah ini pada tahun 1984 :

- (1) Nama Bulan Januari
- (2) Nilai hujan harian (R_b) pada periode I = 56 mm
- (3) Nilai evapotranspirasi (PET) = 46,95 mm
- (4) Nilai tampungan kelengasan awal (W_0), nilainya didapat dengan coba-coba diambil 650 mm di Bulan Januari.
- (5) Rasio tampungan tanah (soil storage ratio = W_i) dihitung dengan rumus :

$$W_i = \frac{W_0}{\text{NOMINAL}}$$
$$= 650 / 2287 = 1,17$$

- (6) Rasio $R_b / PET = (2) / (3) = 1,2$

- (7) Rasio AET / PET

AET = Penguapan Peluh Aktual yang diperoleh dengan **Gambar 4.1**, nilainya tergantung dari rasio R_b/PET kolom (6) dan W_i kolom (5)

$$= 1$$

- (8) $AET = \left(\frac{AET}{PET} \times PET \times \text{koefisien reduksi} \right)$
- $$= (7) \times (3) \times \text{koefisien reduksi}$$
- $$= 28,17 \text{ mm}$$

Koefisien reduksi diperoleh dari menghitung beda elevasi sungai hulu sampai as bendung (dalam m) dibagi panjang sungai (km). Adapun nilai koefisien reduksi berdasarkan kemiringannya adalah sebagai berikut :

Tabel 4.22 Koefisien Reduksi Berdasarkan Kemiringan Sungai

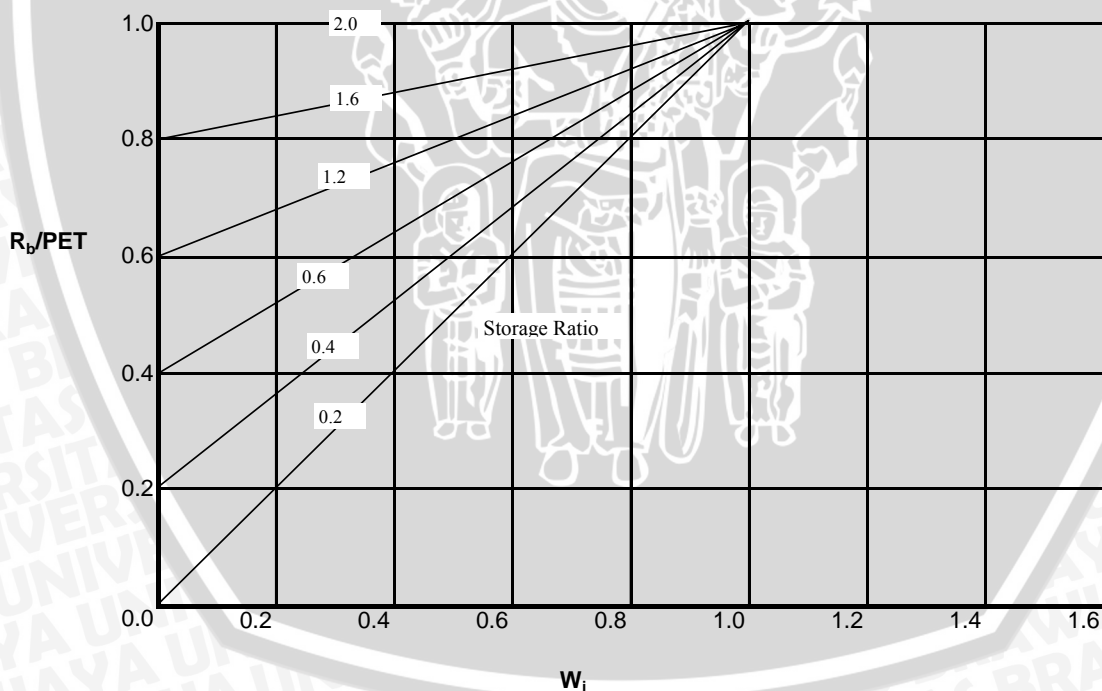
Kemiringan (m/km)	Koef. reduksi
0 - 50 m/km	0,9
51 - 100 m/km	0,8
101 - 200 m/km	0,6
> 200 m/km	0,4

(9) Neraca Air = $R_b - AET = (2) - (8) = 56 - 28,17 = 28,00 \text{ mm}$

(10) Rasio kelebihan kelengasan (*excess moisture*) yang dapat diperoleh sebagai berikut :

- Jika neraca air (kolom 9) positif, maka rasio tersebut dapat diperoleh dari **Gambar 4.2** dengan memasukkan nilai tampungan kelengasan tanah (W_i) di kolom 5.
- Jika neraca air negatif, rasio 0.

Dalam hal ini didapatkan 0,66



Gambar 4.3 Grafik Hubungan R_b/PET dengan W_i

(11) Kelebihan kelengasan

= Rasio kelebihan kelengasan x neraca air

= (10) x (9) = $28,00 \times 0,66 = 18,35$

(12) Perubahan tampungan

= Neraca air - kelebihan kelengasan

$$= (9) - (11) = 58,00 - 18,35 = 9,64$$

(13) Tampungan air tanah

= P_1 x kelebihan kelengasan

$$= P_1 \times (11)$$

$$= 1,84 \text{ mm}$$

dengan :

P_1 = parameter yang menggambarkan karakteristik tanah permukaan (kedalaman 0-2 m), nilainya 0,1 – 0,5 tergantung pada sifat lulus air lahan.

P_1 = 0.1 bila bersifat kedap air

P_1 = 0.5 bila bersifat lulus air

(14) Tampungan air tanah awal yang harus dicoba-coba dengan nilai awal = 2 mm

(15) Tampungan air tanah akhir

= Tampungan air tanah + tampungan air tanah awal

$$= (13) + (14)$$

$$= 1,84 + 2 = 3,84 \text{ mm}$$

(16) Aliran air tanah

= P_2 x tampungan air tanah akhir

$$= P_2 \times (15)$$

$$= 3,45 \text{ mm}$$

dengan :

P_2 = parameter seperti P_1 tetapi untuk lapisan tanah dalam (kedalaman 0-10 m)

P_2 = 0.9 bila bersifat kedap air

P_2 = 0.5 bila bersifat lulus air

(17) Larian langsung (direct run off)

= Kelebihan kelengasan - tampungan air tanah

$$= (11) - (13) = 18,35 - 1,84 = 16,52 \text{ mm}$$



(18) Aliran total

= larian langsung + aliran air tanah

= (17) + (16)

= 3,54 + 16,52 = 19,97 mm/periode

= 8938831,85 m³/periode = 10345,87 lt/dtk = 10,35 m³/dtk

Untuk perhitungan periode berikutnya diperlukan nilai tampungan kelengasan (kolom 4) untuk periode berikutnya dan tampungan air tanah (kolom 14) periode berikutnya yang dapat dihitung dengan menggunakan rumus berikut :

- a. Tampungan kelengasan = tampungan kelengasan periode sebelumnya + perubahan tampungan = (4) + (12), semuanya dari periode sebelumnya.
- b. Tampungan air tanah = tampungan air tanah periode sebelumnya – aliran air tanah = (15) – (16), semuanya dari periode sebelumnya.

Sebagai kontrol di akhir perhitungan, nilai tampungan kelengasan awal (periode I Januari) harus mendekati tampungan kelengasan akhir (periode III Bulan Desember). Jika perbedaan antara keduanya cukup jauh (> 200 mm) perhitungan perlu diulang mulai awal periode I Bulan Januari lagi dengan mengambil nilai tampungan kelengasan awal (Januari) = tampungan kelengasan periode III Bulan Desember. Untuk perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada **Tabel 4.23 – 4.42**.

4.2.11. Analisa Debit Andalan

Debit andalan dapat diartikan sebagai debit yang tersedia guna keperluan tertentu sepanjang tahun, dengan resiko kegagalan yang telah diperhitungkan. Analisa debit andalan dilakukan guna menunjang perhitungan neraca air (*water balance*) pada tampungan memanjang (*long storage*) dari perencanaan dan juga untuk mendapatkan nilai debit normal (Q_{NWL}) sebagai penetapan awal operasi dalam kaitannya dengan elevasi muka air yang terjadi di hulu bendung.

Analisa debit andalan dilakukan dengan menggunakan empat metode yang ada dan kemudian dibandingkan dengan data debit eksisting di lapangan. Berikut disampaikan hal-hal yang akan dijadikan sebagai acuan perhitungan maupun perbandingan dari analisa tersebut :

1. Analisa debit andalan merupakan analisa terhadap debit-debit rendah (*low flow analysis*) dan dalam proses perhitungannya akan ditinjau terhadap keempat metode yang ada.

2. Debit-debit rendah biasanya terjadi pada musim kemarau/kering sehingga analisa data lapangan berupa data debit eksisting akan ditetapkan pada bulan-bulan kering yaitu antara bulan Agustus sampai November.

Sebagai nilai peluang kejadian akan direncanakan menurut kondisi debit-debit hidrologi yang diambil berdasarkan terminology dari Suyono Sosrodarsono yang meliputi nilai untuk debit air cukup, debit air normal, debit air rendah dan debit air musim kering.

Selanjutnya tahapan perhitungan untuk tiap-tiap metode adalah sebagai berikut:

1. Adapun pengkondisian dalam pengambilan hasil perhitungan data debit yang akan diolah menurut masing-masing metode, yaitu :
 - Metode karakteristik aliran, membutuhkan data debit rerata bulanan sepanjang tahun pengamatan (20 tahun) kemudian dikelompokkan menurut masing-masing bulan (Januari-Desember) sebanyak 12 kelompok data, yang masing-masing berisi 20 data debit dan selanjutnya seluruh debit inilah yang akan diolah.
 - Metoda tahun dasar perencanaan, diambil nilai minimum dari debit harian tiap bulannya untuk sepanjang tahun pengamatan dan nilai tersebut dianggap sebagai debit rerata bulanan, selanjutnya dari debit tersebut dihitung rerata tahunannya untuk kemudian diranking yang pada akhirnya diupilih rerata debit yang paling kecil, sehingga tahun dengan rerata debit paling kecil inilah yang akan diolah menjadi tahun dasar perencanaan.
 - Metode bulan dasar perencanaan, membutuhkan data debit seperti metode karakteristik aliran, namun dipilih kelompok rerata dari 12 kelompok data bulanan tersebut yang bernilai paling kecil, sehingga dari kelompok data bulan terpilih inilah yang akan diolah untuk tahap selanjutnya.
 - Metode debit rerata minimum, membutuhkan data seperti metode karakteristik aliran, namun pengambilan data debit rerata bulannya untuk setiap tahun adalah yang bernilai paling kecil, kemudian dari 9 tahun data pengamatan ini akan didapat 20 data debit minimum dan data debit inilah yang akan diolah untuk tahap selanjutnya.
2. Meranking data sesuai hasil pengambilan dabit menurut masing-masing metode, yaitu :

- Metode karakteristik aliran, adalah dengan meranking (sebanyak 12 kali) data debit mulai yang terbesar sampai terkecil untuk setiap kelompok bulan dan menentukan peluang dari masing-masing data debit pada kelompok data tersebut.
 - Metode tahun dasar perencanaan, adalah dengan meranking data besar ke kecil terhadap 12 data debit uang telah dianggap sebagai debit rerata bulanan dari tahun terpilih dan menentukan peluangnya.
 - Metode bulan dasar perencanaan, adalah dengan meranking dari besar ke kecil terhadap 9 data dari bulan terpilih dan menentukan peluangnya.
 - Metode debit rerata minimum, adalah dengan meranking dari besar ke kecil terhadap 9 data debit minimum bulanan untuk setiap tahun pengamatan.
3. Mencari debit-debit hidrologi menurut terminologi dari Suyono Sosrodarsono terhadap masing-masing metode perhitungan debit andalan dengan menggunakan persamaan (2-37):

$$P = \frac{m}{N + 1}$$

Selengkapnya hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.43 - 4.52.

Selanjutnya setelah ditentukan nilai pengamatan dilapangan yaitu analisa terhadap data debit pada bulan-bulan kering (Agustus-November) sepanjang tahun pengamatan, maka seluruh hasil analisa dihimpun dan dibandingkan dengan kesimpulan..

4.2.12. Simulasi Pola Operasi Tampungan (*Long Storage*)

Pada simulasi pola operasi tampungan direncanakan suplai untuk irigasi sebesar 500 lt/dtk. Untuk proses simulasi *long storage* pada Sungai Kali Baru akan dianalisa berdasarkan ketersediaan air menurut *inflow* debit andalan sesuai dengan peluang dari peristiwa hidrologi dan juga sesuai dengan pemenuhan kebutuhan perencanaan suplai air irigasi.

Studi pola operasi *long storage* ini mengacu pada ketersediaan debit air di Sungai Kali Baru dalam pemenuhan peningkatan kebutuhan air irigasi untuk DI Baru seluas 16.000 ha dan sebesar 500 lt/dtk.

Perilaku yang diterapkan pada simulasi ini adalah :

1. Dilakukan pada kondisi peluang untuk debit-debit hidrologi yaitu debit air cukup (*affluent*), debit air normal, debit air rendah dan debit air musim kering, yang diambil dari perhitungan debit metode tahun dasar perencanaan.
2. Terjadi keseimbangan volume tampungan, yaitu untuk kondisi awal dan akhir operasi.
3. Jika keandalan tampungan tidak mencapai 100% terutama yang biasa terjadi pada *inflow* dari peluang debit air musim kering (97,260%), maka perlu penambahan analisa perhitungan dengan mengurangi nilai suplai debit menjadi 75%, 50% dan 25%.

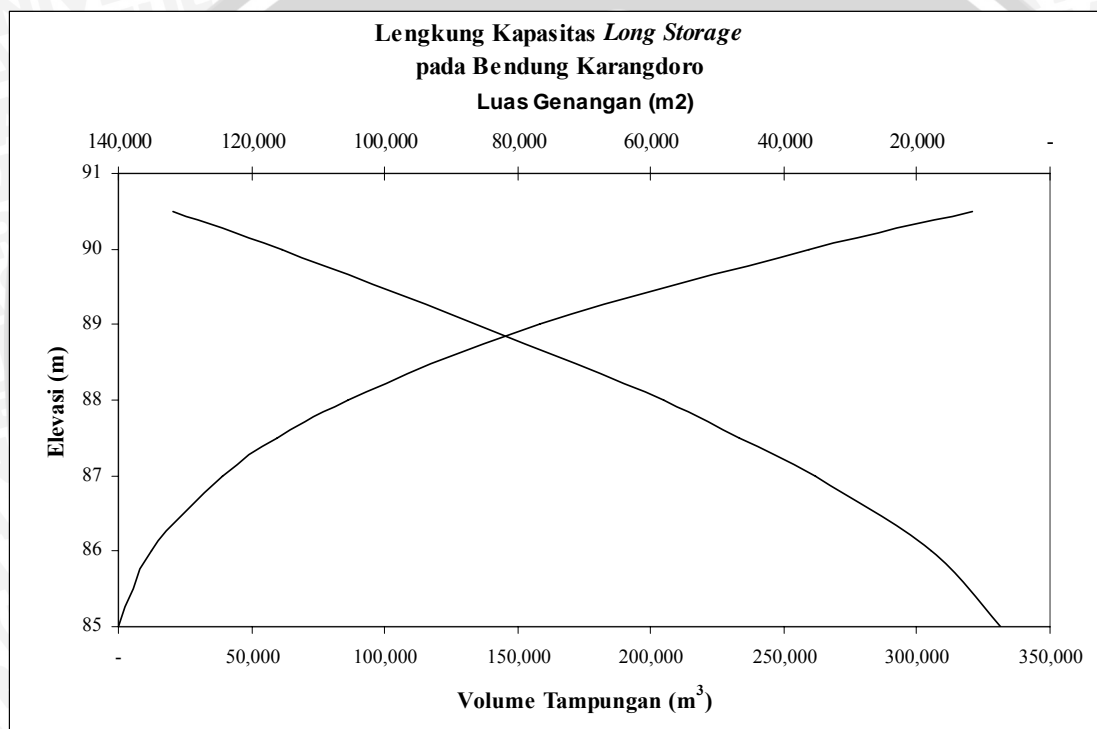
Langkah-langkah yang dilakukan dalam studi ini adalah sebagai berikut dan mengambil contoh pada bulan Januari pada **Tabel 4.54** :

1. Bulan Januari
2. Jumlah hari dalam satu periode = 31 hari
3. Tampungan awal didapat dengan mencari tinggi muka air (h) akibat pembendungan yaitu antara elevasi mercu bendung karet (+ 90,50 m) sampai elevasi dasar mercu karet (+ 85,00 m), maka $h = 3,00$ m dan tampungan yang dihasilkan sebesar $261,110 \times 10^3 \text{ m}^3$, merupakan tampungan efektif.
4. Luas genangan *long storage* (A) = 114,98 ha (interpolasi).
5. Elevasi muka air awal didapat dari penetapan tinggi tampungan efektif elevasi awal = + 90,50 m.
6. Data debit andalan = $78,12 \text{ m}^3/\text{dtk}$.
7. Volume debit andalan = $78,12 \times 60 \times 60 \times 24 \times 31 = 209237,74 \times 10^3 \text{ m}^3$.
8. Total *inflow* = $209237,74 \times 10^3 \text{ m}^3$.
9. Data evaporasi = 4.96 mm/hr.
10. Volume evaporasi = $4,96 \times 31 \times 10^{-3} \times 114,98 \times 10^4 = 176,66 \times 10^3 \text{ m}^3$.
11. Volume perkolasi = $2 \times 31 \times 10^{-3} \times 114,98 \times 10^4 = 71,28 \times 10^3 \text{ m}^3$.
12. Volume air irigasi = $500 \times 31 \times 24 \times 60 \times 60 = 446,40 \times 10^3 \text{ m}^3$.
13. Total *Outflow* = $176,66 \cdot 10^3 + 71,28 \cdot 10^3 + 446,40 \cdot 10^3 = 694,34 \times 10^3 \text{ m}^3$.
14. Volume limpasan = $(261,110 + 209237,74 - 694,34 - 261,110) \times 10^3$
 $= 208543,39 \times 10^3 \text{ m}^3$.
15. Debit limpasan = $208543,39 \times 10^3 / 31 \times 24 \times 60 \times 60 = 77,86 \text{ m}^3/\text{dtk}$.

Tabel 4.53 Perhitungan Volume Tampung Rencana Long Storage pada Bendung Karangdoro

Elevasi (m)	Tinggi (H) (m)	Luas Tampung (A) (m ²)	Arata-rata (m ²)	Beda Elevasi (m)	Volume (m ³)	Vol. Kumulatif (m ³)
+ 85	0	7,478.50	-	-	-	-
+ 86	1	17,939.55	12,709.02	1	12,709.02	12,709.02
+ 87	2	35,268.39	26,603.97	1	26,603.97	39,312.99
+ 87.5	2.5	46,723.78	40,996.08	0.5	20,498.04	59,811.04
+ 88	3	58,179.17	52,451.47	0.5	26,225.74	86,036.77
+ 89	4	86,276.04	72,227.61	1	72,227.61	158,264.38
+ 90	5	115,443.81	100,859.93	1	100,859.93	259,124.31
+ 90.5	5.5	131,743.42	123,593.62	0.5	61,796.81	320,921.12

Sumber : Hasil Perhitungan



Alternatif	Tamp. normal (m ³)	tamp. mati (m ³)	Tamp. efektif (m ³)
Eksisting	158,264.38	59,811.04	98,453.34
Peninggian	320,921.12	59,811.04	261,110.08

Sumber : Hasil Perhitungan

$$\begin{aligned}
 16. \text{ Volume tampungan akhir} &= (261,110 + 209237,74 - 694,34) \times 10^3 \\
 &= 208804,50 \times 10^3 \text{ m}^3. > (261,110 \times 10^3 \text{ m}^3) \\
 &= 261,110 \times 10^3 \text{ m}^3.
 \end{aligned}$$

17. Elevasi akhir = + 90,50 m.

18. Keandalan operasi tampungan sesuai dengan dengan persamaan (2 - 39) dan (2 - 40), maka periode bulan Januari memiliki nilai

Proses tersebut terus berlangsung sampai kondisi tampungan terakhir dari periode operasi *long storage* = kondisi tampungan awal operasi, yang dalam hal ini jumlah periode adalah 12 bulan.

Untuk selengkapnya lihat **Tabel 4.54 - 4.57**.

4.3 Analisa Hidrolika.

4.3.1 Kriteria Perencanaan.

Untuk memperoleh hasil perencanaan konstruksi bendung karet yang stabil dan dapat menjamin kebutuhan air irigasi untuk DI Baru, maka sebagai dasar kriteria yang digunakan dalam perencanaan ini adalah :

1. Bendung karet mulai dioperasikan pada saat debit sebesar $16,73 \text{ m}^3/\text{dtk}$ (debit normal) dan elevasi muka air di hulu bergerak antara elevasi muka air normal (NWL) sampai elevasi muka air tinggi (HWL).
2. Tinggi limpasan muka air maksimum yang diijinkan melimpas di atas mercu bendung karet adalah $0,2 H$ (H adalah tinggi bendung karet).
3. Pengisian bendung karet untuk proses pengembangan berupa udara.

4.3.2 Tinggi Bendung Karet.

Tinggi bendung karet ditentukan dengan mempertimbangkan hal-hal sebagai berikut :

- a. Elevasi mercu bendung karet yang direncanakan yaitu pada elevasi +90,50
- b. Elevasi dasar bendung karet rencana yaitu +87,50

Maka tinggi bendung karet dari pelimpah awal adalah : $H = 3,00$

4.3.2 Penentuan Debit dan Tinggi Muka Air.

Dalam penentuan debit banjir didasarkan pada besar debit maksimum yang dapat ditampung oleh sungai Kali Baru dan diketahui bahwa debit rancangan yang dipakai adalah menggunakan kala ulang 100 tahun (Q_{100} THN).

- a. Debit suplai kebutuhan air irigasi ($QLWL$) = $9,35 \text{ m}^3/\text{dt}$

- b. Debit banjir $Q_{100} = 328,1433 \text{ m}^3/\text{dt}$
- c. Debit air normal (Q_{NWL}) $= 16,73 \text{ m}^3/\text{dt}$
- d. Tinggi limpasan maksimum (h) $= 0,2 \cdot H = 0,6 \text{ m}$
 $HHWL = 3,60 \text{ m}$
 $Elevasi HWL = +91,10 \text{ m}$

4.3.4 Lebar Bendung Karet

- a. Debit suplai kebutuhan air irigasi (Q_{LWL}) $= 9,35 \text{ m}^3/\text{dt}$ ($Q_{\text{MINIMUM HILIR}}$)
 $Q = (1,77 \cdot (h/H) + 1,05) \times B_{ef} \times h^{3/2}$
 $9,35 = (1,77 \cdot (h/3) + 1,05) \times (45,10 + 0,7h) \times h^{3/2}$
 $h = 0,313 \text{ m}$
 didapatkan $h_{LWL} = 0,313 \text{ m}$
- b. Elevasi mercu bendung karet $= 90,50 \text{ m}$
- c. Debit normal $Q_{NWL} = 16,7324 \text{ m}^3/\text{dt}$ dengan tinggi air melimpas menggunakan persamaan :
 $Q = (1,77 \cdot (h/H) + 1,05) \times B_{ef} \times h^{3/2}$; $B_{ef} = 43 + [(3+h) \times 0,35 \times 2]$
 $16,7324 = (1,77 \cdot (h/3) + 1,05) \times (45+h) \times h^{3/2} = 45,10 + 0,7h$
 $h = 0,429 \text{ m} = 45,7 \text{ m}$
 didapat $h_{NWL} = 0,429 \text{ m}$, maka $H_{NWL} = 3,43 \text{ m}$ (EL.+90,93 m)
- d. Tinggi air maksimum (h_{HWL}) $= 0,6 \text{ m}$, maka $H_{HWL} = 3,60 \text{ m}$ (EL.+91,10 m)
 $Q_{HWL} = (1,77 \cdot (h/H) + 1,05) \times B_{ef} \times h^{3/2}$
 $= 29,8202 \text{ m}^3/\text{dt}$.
- e. Debit banjir maksimum $Q_{FWL} = 328,1433 \text{ m}^3/\text{dt}$.

4.3.4.1 Kapasitas pengaliran penampang di hilir bendung karet

$$Q = V \cdot A$$

$$= (43H + H^2) \cdot \frac{1}{0,03} \left(\frac{43H + H^2}{43 + 2\sqrt{(H^2) + H^2}} \right)^{2/3} \cdot 0,00049^{1/2}$$

4.3.4.2. Penentuan Lebar Tiap-Tiap Pias

- a. Menghitung V_{NWL}

$$V = \frac{1}{0,03} \left(\frac{43H + H^2}{43 + 2\sqrt{(H^2) + H^2}} \right)^{2/3} \cdot 0,00049^{1/2}$$

$$V_{HWL} = 1,54199 \text{ m/dt}$$

b. Menghitung V_{HWL}

$$V = \frac{1}{0,03} \left(\frac{43H + H^2}{43 + 2\sqrt{(H^2) + H^2}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot 0,00049^{\frac{1}{2}}$$

$$V_{HWL} = 1,58705 \text{ m/dt}$$

	NWL	HWL
H (m)	3.43	3.60
h (m)	0.429	0.6
V (m/dt)	1.542	1.587

Perhitungan

1. a. NWL

Keadaan NWL, dimana bendung karet dalam keadaan mengembang, untuk $Q = 16,73 \text{ m}^3/\text{dt}$, $h = 0,429 \text{ m}$ dan $H_1 = 3,43 \text{ m}$

b. HWL

Debit pada keadaan HWL dalam keadaan mengembang ($h = 0,6 \text{ m}$, $H_1 = 3,60 \text{ m}$), $Q_{HWL} = 29,8202 \text{ m}^3/\text{dt}$. Debit tersebut merupakan debit maksimum dalam keadaan bendung karet mengembang maksimum. Bila ada debit di atas $29,8202 \text{ m}^3/\text{dt}$, maka bendung karet tersebut harus dikempiskan.

2. a. NWL

Debit $29,82 \text{ m}^3/\text{dt}$ yang semula pada ketinggian HWL diturunkan sampai NWL. Dengan anggapan lebar bentang bendung karet tertentu sedemikian hingga debit tersebut berada pada posisi NWL dengan persamaan :

$$A = B * H$$

$$= 43 * H$$

$$P = B + 2H$$

$$= 43 + 2*H$$

$$R = A / P$$

$$= (43 * H)/(43 + 2H)$$

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}}$$

$$= \frac{1}{0,03} \left(\frac{43H + H^2}{43 + 2\sqrt{(H^2) + H^2}} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot 0,00049^{\frac{1}{2}}$$

$$= 0,7379 \quad * ((43 * H)/(43 + 2H))^{\frac{2}{3}}$$

$$Q = A \times V$$

$$= (43 + H) * 0,7379 * ((43 * H)/(43 + 2H))^{\frac{2}{3}}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{kempis}} + Q_{\text{kembung}}$$

$$Q_{\text{kembung}} = (1,77 * (h/H) + 1,05) * (43 - B) * h^{3/2}$$

$$= (1,77 * (0,6/3) + 1,05) * (43 - B) * 0,34^{3/2}$$

$$= 0,3661 * (43 - B)$$

$$Q_{\text{kempis}} = 0,95 * B * Y_3 * (2 * g * h_3 + V_1^2)^{0,5}$$

Dengan :

Y_3 = didapatkan dengan coba-coba pada persamaan debit diatas dengan $Q = 29,82 \text{ m}^3/\text{dt}$ didapatkan $Y_3 = 1,1135 \text{ m}$.

$$h_3 = H_{\text{NWL}} - Y_3$$

$$= 3,43 - 1,11 = 2,32 \text{ m}$$

dengan demikian maka :

$$Q_{\text{kempis}} = 0,95 * B * 1,1527 * (2 * 9,81 * 2,13 + 1,46)^{0,5}$$

$$= 7,3143 B$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{kempis}} + Q_{\text{kembung}}$$

$$29,82 = (0,3661 * (43 - B)) + (7,3143 B)$$

$$= 15,7439 - 0,3661 B + 7,3143 B$$

$$= 6,9481 B - 15,7439$$

$$B = 6,5577 \text{ m}$$

Jadi, lebar bukaan I = 6,5577 m

b. HWL

Keadaan HWL ini dengan $H_{\text{HWL}} = 3.60 \text{ m}$

$$Q_{\text{kempis}} (6,5577) + Q_{\text{tutup}}$$

$$Q_{(43 - 6,5577)} = Q_{\text{total}} \text{ pada keadaan HWL}$$

$$Q_{\text{kembung}} = (1,77 * (h/H) + 1,05) * (43 - 6,5577) * h^{3/2}$$

$$= (1,77*(0,34/3) + 1,05) * (36.4423) * 0.6^{3/2}$$

$$= 23.7793 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Q_{\text{kempis}} = 0,95 * B * Y_3 * (2*g*h_3 + V_1^2)^{0.5}$$

dengan :

Y_3 = Belum dapat ditentukan, sebab Q_{total} belum diketahui

$$h_3 = H_{\text{HWL}} - Y_3$$

$$= 3,60 - Y_3$$

dengan demikian maka :

$$Q_{\text{kempis}} = 0,95 * 5,3289 * Y_3 * (2*g*(3,6 - Y_3) + 1.6931)^{0.5}$$

$$Q_{\text{total}} = (43Y_3 + Y_3^2) * 0,7379 * ((43Y_3 + Y_3^2)/(43 + 2Y_3))^{2/3}$$

$$= 93,4241 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Q_{\text{kempis}} = Q_{\text{total}} - Q_{\text{kembang}}$$

$$= 93,4241 - 23,7793$$

$$= 69,64 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Q_{\text{kempis}} = 0,95 * 5,3289 * Y_3 * (2*g*(3,6 - Y_3) + 1,6931)^{0.5}$$

$$= 69,64 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Y_3 = 1,83 \text{ m}$$

3. a. NWL

Permukaan air dengan debit $93.4241 \text{ m}^3/\text{dt}$ yang semula HWL, dengan bukaan tertentu diharapkan akan berada pada posisi NWL.

$$Q_{\text{Total}} = Q_{\text{Kembang}} + Q_{\text{Kempis}}$$

$$Q_{\text{kembang}} = (1,77*(h/H) + 1,05) * (43 - B) * h^{3/2}$$

$$= (1,77*(0,6/3) + 1,05) * (43 - B) * 0,34^{3/2}$$

$$= 0,3661 * (43 - B)$$

$$Q_{\text{kempis}} = 0,95 * B * Y_3 * (2*g*h_3 + V_1^2)^{0.5}$$

Dengan :

Y_3 = Didapatkan dengan coba-coba pada persamaan debit diatas dengan $Q = 93,42 \text{ m}^3/\text{dt}$ didapatkan $Y_3 = 1,9816 \text{ m}$.

$$h_3 = H_{\text{NWL}} - Y_3$$

$$= 3,43 - 1,98 = 1,45 \text{ m}$$

dengan demikian maka :

$$Q_{\text{kempis}} = 0,95 * B * 1,1527 * (2 * 9,1 * 2,13 + 1,45)^{0,5}$$

$$= 10,4437 B$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{kempis}} + Q_{\text{kembung}}$$

$$93.42 = (0,3661 * (43 - B)) + (10,4437 B)$$

$$= 15.7439 - 0.3661 B + 10,4437 B$$

$$= 10.0776 B - 15.7439$$

$$B = 10.8328 \text{ m}$$

Jadi, lebar bukaan II = 10,8328 m

b. HWL

$$Q_{\text{kempis}} (10.8328) + Q_{\text{tutup}}$$

$$Q_{(43 - 10.8328)} = Q_{\text{total}} \text{ pada keadaan HWL}$$

$$Q_{\text{kembung}} = (1,77 * (h/H) + 1,05) * (43 - 10,8328) * h^{3/2}$$

$$= (1,77 * (0,4/3) + 1,05) * (32.1672) * 0.34^{3/2}$$

$$= 20,9898 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Q_{\text{kempis}} = 0,95 * B * Y_3 * (2 * g * h_3 + V_1^2)^{0,5}$$

dengan :

$$Y_3 = \text{Belum dapat ditentukan, sebab } Q_{\text{total}} \text{ belum diketahui}$$

$$h_3 = \text{HHWL} - Y_3$$

$$= 3.60 - Y_3$$

dengan demikian maka :

$$Q_{\text{kempis}} = 0,95 * 9,0229 * Y_3 * (2 * g * (3,6 - Y_3) + 1,6931^2)^{0,5}$$

$$Q_{\text{total}} = (43 Y_3 + Y_3^2) * 0,7379 * ((43 Y_3 + Y_3^2) / (43 + 2 Y_3))^{2/3}$$

$$= 146.9501 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Q_{\text{kempis}} = Q_{\text{total}} - Q_{\text{kembung}}$$

$$= 146.9501 - 20.9898$$

$$= 125.96 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Q_{\text{kempis}} = 0,95 * 9,02293 * Y_3 * (2 * g * (3,6 - Y_3) + 1,6931^2)^{0,5}$$

$$= 125.96 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Y_3 = 2.3771 \text{ m}$$

4. a. NWL

Permukaan air dengan debit 146.9501 m³/dtk yang semula HWL, dengan bukaan tertentu diharapkan akan berada pada posisi NWL.

$$Q_{\text{Total}} = Q_{\text{Kembang}} + Q_{\text{Kempis}}$$

$$Q_{\text{kembang}} = (1,77 \cdot (h/H) + 1,05) \cdot (43 - B) \cdot h^{3/2}$$

$$= (1,77 \cdot (0,6/3) + 1,05) \cdot (43 - B) \cdot 0,34^{3/2}$$

$$= 0,3661 \cdot (43 - B)$$

$$Q_{\text{kempis}} = 0,95 \cdot B \cdot Y_3 \cdot (2 \cdot g \cdot h_3 + V_1^2)^{0,5}$$

Dengan :

Y_3 = Didapatkan dengan coba-coba pada persamaan debit diatas
 dengan $Q = 146,95 \text{ m}^3/\text{dt}$ didapatkan $Y_3 = 2,4531 \text{ m}$

$$h_3 = H_{\text{NWL}} - Y_3$$

$$= 3,43 - 2,45 = 0,98 \text{ m}$$

Dengan demikian maka :

$$Q_{\text{kempis}} = 0,95 \cdot B \cdot 1,1527 \cdot (2 \cdot 9,81 \cdot 2,13 + 1,4622^2)^{0,5}$$

$$= 10,8120B$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{kempis}} + Q_{\text{kembang}}$$

$$146,95 = (0,3661 \cdot (42 - B)) + (10,8120B)$$

$$= 15,7439 - 0,3661B + 10,8120B$$

$$= 10,4459B - 15,7439$$

$$B = 15,5749 \text{ m}$$

Jadi, lebar bukaan III = 15,5749 m

b. HWL

$$Q_{\text{kempis}}(15,5749) + Q_{\text{tutup}}$$

$$Q_{(42 - 15,5749)} = Q_{\text{total}} \text{ pada keadaan HWL}$$

$$Q_{\text{kembang}} = (1,77 \cdot (h/H) + 1,05) \cdot (43 - 15,5749) \cdot h^{3/2}$$

$$= (1,77 \cdot (0,34/3) + 1,05) \cdot (27,4251) \cdot 0,34^{3/2}$$

$$= 17,8954 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Q_{\text{kempis}} = 0,95 \cdot B \cdot Y_3 \cdot (2 \cdot g \cdot h_3 + V_1^2)^{0,5}$$

dengan :

Y_3 = Belum dapat ditentukan, sebab Q_{total} belum diketahui

$$h_3 = H_{\text{HWL}} - Y_3$$

$$= 3,60 - Y_3$$

dengan demikian maka :

$$Q_{\text{kempis}} = 0,95 \cdot 15,5749 \cdot Y_3 \cdot (2 \cdot g \cdot (3,6 - Y_3) + 1,6931^2)^{0,5}$$

$$Q_{\text{total}} = (43Y_3 + Y_3^2) \cdot 0,7379 \cdot ((43Y_3 + Y_3^2)/(43 + 2Y_3))^{2/3}$$

$$\begin{aligned}
 &= 194.9850 \text{ m}^3/\text{dt.} \\
 Q_{\text{kempis}} &= Q_{\text{total}} - Q_{\text{kembang}} \\
 &= 194.9845 - 17.8954 \\
 &= 177,09 \text{ m}^3/\text{dt.} \\
 Q_{\text{kempis}} &= 0,95 * 15,5749 * Y_3 * (2 * g * (3,6 - Y_3) + 1,6931^2)^{0,5} \\
 &= 177,09 \text{ m}^3/\text{dt.} \\
 Y_3 &= 2,7913 \text{ m}
 \end{aligned}$$

5. a. NWL

Permukaan air dengan debit 194.9845 m³/dtk yang semula HWL, dengan bukaan tertentu diharapkan akan berada pada posisi NWL.

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{Total}} &= Q_{\text{Kembang}} + Q_{\text{Kempis}} \\
 Q_{\text{kembang}} &= (1,77 * (h/H) + 1,05) * (43 - B) * h^{3/2} \\
 &= (1,77 * (0,6/3) + 1,05) * (43 - B) * 0.34^{3/2} \\
 &= 0,3661 * (43 - B)
 \end{aligned}$$

Dengan :

Y_3 = Didapatkan dengan coba-coba pada persamaan debit diatas dengan dengan $Q = 194.98 \text{ m}^3/\text{dt}$ didapatkan $Y_3 = 2.7992 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
 h_3 &= H_{\text{NWL}} - Y_3 \\
 &= 3,43 - 2,80 = 0,63 \text{ m}
 \end{aligned}$$

dengan demikian maka :

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{kempis}} &= 0,95 * B * 2.7992 * (2 * 9,81 * 2,13 + 0,63)^{0,5} \\
 &= 10,2076 B \\
 Q_{\text{total}} &= Q_{\text{kempis}} + Q_{\text{kembang}} \\
 194.98 &= (0.3661 * (42 - B)) + (10,2076B) \\
 &= 15,7439 - 0,3661B + 10,2075B \\
 &= 9,8415 B - 15,7439 \\
 B &= 21,4124 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Jadi, lebar bukaan IV = 21.4124 m

b. HWL

$$\begin{aligned}
 &Q_{\text{kempis}} (21,4124) + Q_{\text{tutup}} \\
 Q_{(42 - 21,4124)} &= Q_{\text{total}} \text{ pada keadaan HWL} \\
 Q_{\text{kembang}} &= (1,77 * (h/H) + 1,05) * (43 - 21,4124) * h^{3/2}
 \end{aligned}$$

$$= (1,77*(0,34/3) + 1,05) * (21.5876) * 0.34^{3/2}$$

$$= 14,0867 \text{ m}^3/\text{dt.}$$

$$Q_{\text{kempis}} = 0,95 * B * Y_3 * (2*g*h_3 + V_1^2)^{0.5}$$

dengan :

$$Y_3 = \text{Belum dapat ditentukan, sebab } Q_{\text{total}} \text{ belum diketahui}$$

$$h_3 = H_{\text{HWL}} - Y_3$$

$$= 3,6 - Y_3$$

dengan demikian maka :

$$Q_{\text{kempis}} = 0,95 * 21,4142 * Y_3 * (2*g*(3,6 - Y_3) + 0,63^2)^{0.5}$$

$$Q_{\text{total}} = (43Y_3 + Y_3^2) * 0,7379 * ((43Y_3 + Y_3^2)/(43 + 2Y_3))^{2/3}$$

$$= 235,2165 \text{ m}^3/\text{dt.}$$

$$Q_{\text{kempis}} = Q_{\text{total}} - Q_{\text{kembang}}$$

$$= 235,2165 - 14,0864$$

$$= 221,13 \text{ m}^3/\text{dt.}$$

$$Q_{\text{kempis}} = 0,95 * 21,4142 * Y_3 * (2*g*(3,6 - Y_3) + 0,63^2)^{0.5}$$

$$= 221,13 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Y_3 = 3,1027 \text{ m}$$

6. a. NWL

Permukaan air dengan debit 235.2165 m³/dtk yang semula HWL, dengan bukaan tertentu diharapkan akan berada pada posisi NWL.

$$Q_{\text{Total}} = Q_{\text{Kembang}} + Q_{\text{Kempis}}$$

$$Q_{\text{kembang}} = (1,77*(h/H) + 1,05) * (43 - B) * h^{3/2}$$

$$= (1,77*(0,6/3) + 1,05) * (43 - B) * 0.34^{3/2}$$

$$= 0,3661 * (43-B)$$

Dengan :

$$Y_3 = \text{Didapatkan dengan coba-coba pada persamaan debit diatas}$$

dengan $Q = 235,2165 \text{ m}^3/\text{dt}$ didapatkan $Y_3 = 3,0813 \text{ m}$

$$h_3 = H_{\text{NWL}} - Y_3$$

$$= 3,43 - 3,08 = 0,35 \text{ m}$$

dengan demikian maka :

$$Q_{\text{kempis}} = 0,95 * B * 3,0813 * (2*9,81*2,13 + 0,35^2)^{0.5}$$

$$= 8,8783 \text{ B}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{kempis}} + Q_{\text{kembang}}$$

$$\begin{aligned}
 235.22 &= (0,3661*(43 - B))+(8,8783B) \\
 &= 15,74389 - 0,3661B + 8,8783B \\
 &= 8,5122 B - 15,74389
 \end{aligned}$$

$$B = 29,48 \text{ m}$$

Jadi, lebar bukaan IV = 29.4826 m

b. HWL

$$Q_{\text{kempis}}(29,4826) + Q_{\text{tutup}}$$

$$Q_{(43 - 29,4826)} = Q_{\text{total pada keadaan HWL}}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{kembang}} &= (1,77*(h/H) + 1,05) * (43 - 29,4826) * h^{3/2} \\
 &= (1,77*(0,34/3) + 1,05) * (13,5174) * 0,34^{3/2} \\
 &= 8.8204 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

$$Q_{\text{kempis}} = 0,95 * B * Y_3 * (2*g*h_3 + V_1^2)^{0.5}$$

dengan :

$$Y_3 = \text{Belum dapat ditentukan, sebab } Q_{\text{total}} \text{ belum diketahui}$$

$$\begin{aligned}
 h_3 &= H_{\text{HWL}} - Y_3 \\
 &= 3,60 - Y_3
 \end{aligned}$$

dengan demikian maka :

$$Q_{\text{kempis}} = 0,95 * 29,4826 * Y_3 * (2*g*(3,6 - Y_3) + 0,35^2)^{0.5}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{total}} &= (43Y_3 + Y_3^2) * 0,7379 * ((43Y_3 + Y_3^2)/(43 + 2Y_3))^{2/3} \\
 &= 267.8115 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{kempis}} &= Q_{\text{total}} - Q_{\text{kembang}} \\
 &= 267.8115 - 8.8204 \\
 &= 258.99 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{kempis}} &= 0,95 * 29,4826 * Y_3 * (2*g*(3,6 - Y_3) + 0,35^2)^{0.5} \\
 &= 258.99 \text{ m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

$$Y_3 = 3,34 \text{ m}$$

7. a. NWL

Permukaan air dengan debit 267.8115 m³/dtk yang semula HWL, dengan bukaan tertentu diharapkan akan berada pada posisi NWL.

$$Q_{\text{Total}} = Q_{\text{Kembang}} + Q_{\text{Kempis}}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{kembang}} &= (1,77*(h/H) + 1,05) * (43 - B) * h^{3/2} \\
 &= (1,77*(0,6/3) + 1,05) * (43 - B) * 0,34^{3/2}
 \end{aligned}$$



$$= 0,3661 * (43-B)$$

$$Q_{kempis} = 0,95 * B * Y_3 * (2 * g * h_3 + V_1^2)^{0,5}$$

Dengan :

Y_3 = Didapatkan dengan coba-coba pada persamaan debit diatas dengan $Q = 267.81 \text{ m}^3/\text{dt}$ didapatkan $Y_3 = 3.2711 \text{ m}$

$$\begin{aligned} h_3 &= H_{NWL} - Y_3 \\ &= 3,43 - 3,27 = 0,16 \text{ m} \end{aligned}$$

dengan demikian maka :

$$\begin{aligned} Q_{kempis} &= 0,95 * B * 3,2711 * (2 * 9,81 * 2,13 + 0,16^2)^{0,5} \\ &= 7,2721 B \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{total} &= Q_{kempis} + Q_{kembang} \\ 267,81 &= (0,3661 * (43 - B)) + (7,2721 B) \\ &= 15,7439 - 0,3661 B + 7,2721 B \\ &= 6,9059 B - 15,7439 \end{aligned}$$

$$B = 41,0597 \text{ m}$$

Jadi, lebar bukaan IV = 41,0597 m

b. HWL

$$Q_{kempis (41,0597)} + Q_{tutup}$$

$$Q_{(43 - 41,0597)} = Q_{total} \text{ pada keadaan HWL}$$

$$\begin{aligned} Q_{kembang} &= (1,77 * (h/H) + 1,05) * (43 - 41,0597) * h^{3/2} \\ &= (1,77 * (0,34/3) + 1,05) * (1,9403) * 0,34^{3/2} \\ &= 1,2661 \text{ m}^3/\text{dt} \end{aligned}$$

$$Q_{kempis} = 0,95 * B * Y_3 * (2 * g * h_3 + V_1^2)^{0,5}$$

dengan :

$$Y_3 = \text{Belum dapat ditentukan, sebab } Q_{total} \text{ belum diketahui}$$

$$\begin{aligned} h_3 &= H_{HWL} - Y_3 \\ &= 3,60 - Y_3 \end{aligned}$$

dengan demikian maka :

$$Q_{kempis} = 0,95 * 41,0597 * Y_3 * (2 * g * (3,6 - Y_3) + 0,16^2)^{0,5}$$

$$\begin{aligned} Q_{total} &= (43 Y_3 + Y_3^2) * 0,7379 * ((43 Y_3 + Y_3^2) / (43 + 2 Y_3))^{2/3} \\ &= 291,3647 \text{ m}^3/\text{dt}. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{kempis} &= Q_{total} - Q_{kembang} \\ &= 291,3647 - 1,2661 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 290,10 \quad \text{m}^3/\text{dt.} \\
 Q_{\text{kempis}} &= 0,95 * 41,0597 * Y_3 * (2 * g * (3,6 - Y_3) + 0,16^2)^{0,5} \\
 &= 290,10 \quad \text{m}^3/\text{dt.} \\
 Y_3 &= 3,4980 \quad \text{m}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil diatas, untuk lebar bukaan $B = 43 \text{ m}$ maka $Q = 309.4 \text{ m}^3/\text{dtk}$ dan $Q_{100} = 328.1433 \text{ m}^3/\text{dtk}$ maka $B = 44.43 \text{ m}$

8. Pada kondisi ini $Q_{\text{HWL}} = Q_{100} = 328.1433 \text{ m}^3/\text{dtk}$ tidak dapat dilewatkan melalui pelimpah. Pada bukaan selebar 43 m debit yang mampu dilewatkan adalah $303.733 \text{ m}^3/\text{dtk}$. Untuk debit yang melebihi debit dengan bukaan 43 m maka pelimpah karet akan mengempis semua dan tinggi air akan mencapai HWL. Debit yang menyebabkan keadaan tinggi air mencapai HWL adalah sebagai berikut :

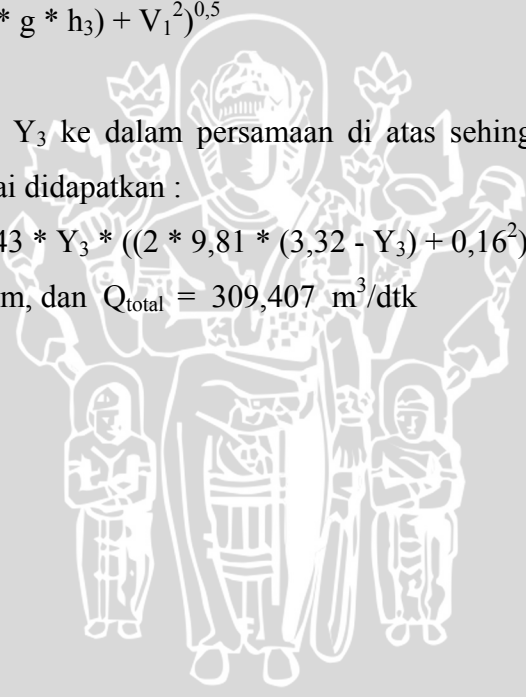
$$Q = 0,95 * B * Y_3 * ((2 * g * h_3) + V_1^2)^{0,5}$$

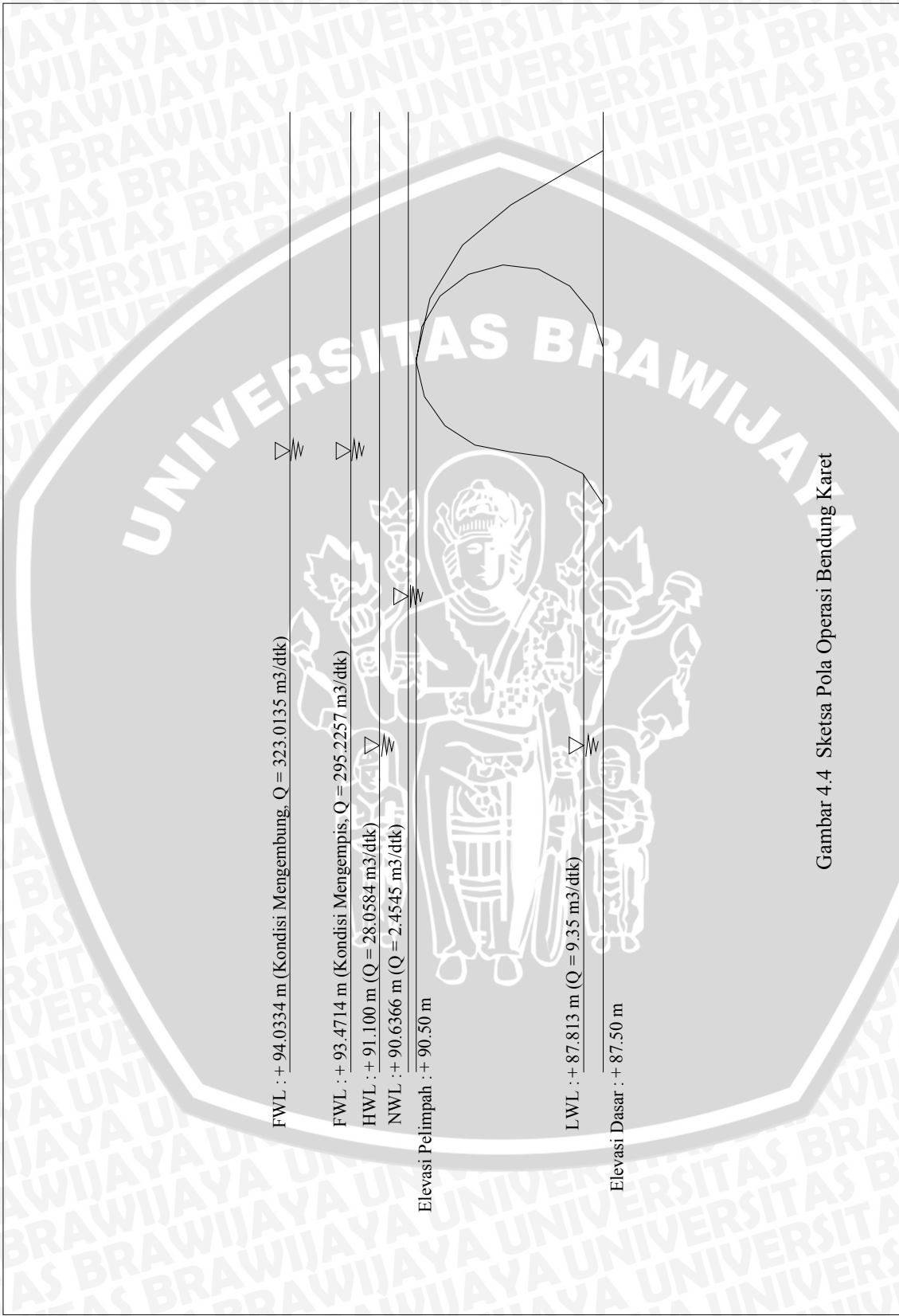
$$h_3 = Y_1 - Y_3 = 3,32 - Y_3$$

Dengan mencoba harga Y_3 ke dalam persamaan di atas sehingga didapat Q_{total} dengan coba-coba sampai didapatkan :

$$Q_{\text{total}} = 0,95 * 43 * Y_3 * ((2 * 9,81 * (3,32 - Y_3) + 0,16^2)^{0,5})$$

$$\text{Didapat } Y_3 = 1,0940 \text{ m, dan } Q_{\text{total}} = 309,407 \text{ m}^3/\text{dtk}$$





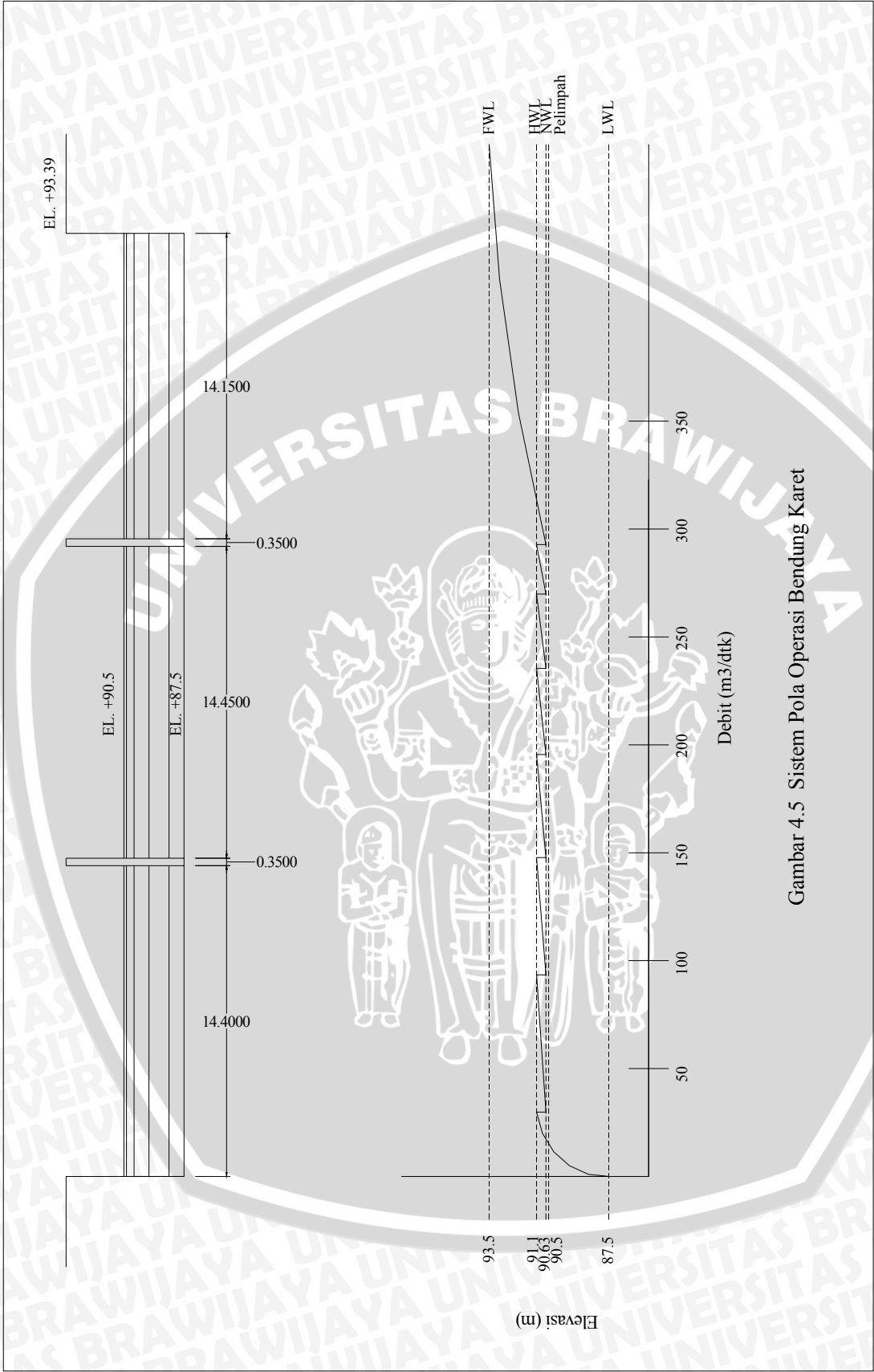
Gambar 4.4 Sketsa Pola Operasi Bendung Karet

Tabel 4.58 Kapasitas Pengaliran Debit Sesuai dengan Kondisi Operasi Bendung

Karet

Tahap	El. Muka Air Hulu m	Qi m ³ /dtk	Qd m ³ /dtk	QT m ³ /dtk	Kondisi Operasi Bendung Karet	
					1	2
A	90.60	16.732	0.000	16.732	Kembung	Kembung
	91.10	29.820	0.000	29.820	Kembung	Kembung
B	90.60	13.343	16.477	29.820	Kempis	Kembung
	91.10	23.779	69.645	93.424	Kempis	Kembung
C	90.60	11.753	81.671	93.424	Kempis	Kembung
	91.10	20.946	126.781	147.727	Kempis	Kembung
D	90.60	10.020	137.708	147.728	Kempis	Kembung
	91.10	17.857	177.631	195.488	Kempis	Kembung
E	90.60	7.892	187.596	195.488	Kempis	Kembung
	91.10	14.065	221.327	235.392	Kempis	Kembung
F	90.60	4.686	230.706	235.392	Kempis	Kembung
	91.10	8.352	261.518	269.870	Kempis	Kembung
G	90.60	0.318	269.551	269.869	Kempis	Kembung
	91.10	0.568	292.224	292.792	Kempis	Kembung
H	90.60	0.000	292.792	292.792	Kempis	Kempis
	91.10	0.000	323.013	323.013	Kempis	Kempis

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4.5 Sistem Pola Operasi Bendung Karet

4.3.1. Analisa Profil Muka Air

Dalam analisa profil muka air digunakan Metode Tahapan Standar yang ditujukan pada perencanaan awal bendung karet terhadap 3 kondisi yaitu :

1. Kondisi muka air normal $Q_{NWL} = 16,73 \text{ m}^3/\text{dtk}.$
2. Kondisi muka air tinggi $Q_{HWL} = 29,82 \text{ m}^3/\text{dtk}.$
3. Kondisi muka air banjir $Q_{FWL} = 328,143 \text{ m}^3/\text{dtk}.$

Tahapan perhitungan disusun dalam bentuk daftar, seperti ditunjukkan pada **Tabel 4.59 – 4.61**. Nilai-nilai di setiap kolom dalam tabel tersebut di jelaskan sebagai berikut : (contoh Tabel 4. section 5)

- (1). Nomor penampang (section) = 5
- (2). Jarak antar section = 160,73 m
- (3). Elevasi tanggul sungai dengan kondisi tanggul kanan dan kiri sama = + 95,00 m

(4). Elevasi dasar sungai = + 85,85 m

(5). Coba-coba tinggi muka air (Y) = 5,08 m

(6). Elevasi tinggi muka air (h) = (4) + (5) = + 90,93 m

(7). Luas penampang sungai (A), dalam m

$$A = (b + m \cdot Y) \cdot Y \quad ; \quad B = \text{Lebar dasar sungai}$$
$$m = \text{kemiringan lereng sungai}$$
$$= 441,15 \text{ m}^2$$

(8). Tinggi kecepatan

$$(V^2/2g) = (16,73/41,15)^2/(2 \cdot 9,81) = 0,00007 \text{ m}$$

(9). Elevasi tinggi energi spesifik pada ujung penampang (H_1)

$$= (6) + (8) = 90,93 + 0,00007 = 90,93 \text{ m}$$

(10). Jari-jari hidrolis (R) = A/P = 2,52 m

(11). Kemiringan gesek (S_f) dengan menggunakan persamaan (2 – 60)

$$S_f = \frac{n^2 + \frac{Q^2}{4}}{A^2 \cdot R^3} = 3,771 \times 10^{-7} \text{ m}$$

(12). Kemiringan gesek rata-rata antara setiap penampang (rerata S_f)

$$\text{Rerata } S_f = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \cdot \Delta X = 2,804 \times 10^{-7} \text{ m}$$

(13). Jarak antara penampang 4 dan 5 (Δx) = 49,18 m

(14). Kehilangan tinggi akibat faktor gesekan (*friction loss*)

$$hf = (12) \times (13) = 2,804 \times 10^{-7} \times 49,18 = 1,379 \times 10^{-5} \text{ m}$$

- (15). Kehilangan energi akibat perubahan bentuk penampang (*eddy loss*)

$$h_e = k_e \left| \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \right| = 8,8 \times 10^{-4} \text{ m}$$

- (16). $H_2 = H_1 + hf_2 + he_2$

$$= (9) + (14) + (15) = 90,93 + 1,379 \cdot 10^{-5} + 8,8 \cdot 10^{-4} = 90,93 \text{ m}$$

- (17). $HE = (9) - (16) = H_1 - H_2 = 0,00$

- (18). Nilai koreksi (Δy_2) apabila kolom (9) belum memperoleh nilai yang sama dengan kolom (16).

Selanjutnya dilakukan perhitungan ukang dengan nilai (y) yang baru melalui penjumlahan dari kolom (5) + Δy_2 sampai kolom (9) memperoleh nilai yang sama dengan kolom (17).

4.3.2. Perhitungan Kapasitas Intake

Penambahan tinggi pelimpah dari Bendung Karangdoro dan pemenuhan kebutuhan air irigasi akan mengakibatkan perubahan pola operasi pintu intake. Demikian juga dengan tampungan eksisting bendung sebelum adanya peninggian dan sesudah ada peninggian pelimpah karet guna pemenuhan kebutuhan air irigasi akan terjadi perubahan.

Dalam hal ini akan dibuat perbandingan kapasitas tampungan akhir antara bendung eksisting dengan bendung karet agar didapatkan hasil dari pemenuhan kebutuhan air irigasi pada saat sekarang dan untuk perhitungannya akan ditunjukkan pada **Tabel 4.62 – 4.78**.

BAB V PENUTUP

5.1. Kesimpulan

Mengacu pada rumusan masalah yang sesuai dengan tujuan dari dibuatnya studi ini dan dengan dilakukan analisa-analisa perhitungan yang dilengkapi dengan suatu bentuk uraian pembahasan, maka dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. Dari analisa debit banjir rancangan untuk berbagai kala ulang pada Sungai Kali Baru (**Tabel 4.13 – 4.20**) dan kondisi debit andalannya (**Tabel 4.52**) terlihat adanya perbedaan yang sangat besar, yaitu pada musim hujan memiliki limpasan yang sangat besar dan pada musim kemarau mengalami penurunan debit.
2. Mengamati hasil analisa tampungan Sungai Kali Baru yang berbentuk tampungan memanjang (*long storage*), maka pengaruh terbesar yang menyebabkan terjadinya kehilangan di tampungan. Hal ini diakibatkan karena adanya proses penguapan (evaporasi) dan rembesan (perkolasi).

Nilai tampungan yang dibutuhkan adalah sebesar $261.110,06 \text{ m}^3$ untuk memenuhi kebutuhan suplai rencana kebutuhan sebesar $9,35 \text{ m}^3/\text{dtk}$.

3. Agar tujuan pengendalian banjir dapat teratasi dan sekaligus dapat memenuhi kebutuhan air irigasi, maka pada studi ini telah dipilih alternatif bangunan untuk pemecahan masalah di Sungai Kali Baru yaitu dengan “Kajian Penempatan Pelimpah Karet” dengan maksud meninggikan pelimpah eksisting dengan pelimpah karet (*rubber weir*).

4. Pada pola operasi bendung karet (**Tabel 4.58 – Tabel 4.59**) bahwa dengan tinggi bendung 3 meter dengan pengurangan tinggi pelimpah lama menjadi + 85.00 maka dengan pengoperasian tersebut maka debit $Q_{100} = 328.143 \text{ m}^3/\text{dtk}$ dapat dilewatkan dengan kombinasi hidrolika pelimpah samping kanan eksisting.

Dalam analisa pola operasi bendung karet (**Tabel 4.58 dan Gambar 4.4**) didapatkan bahwa untuk mendapatkan hasil yang maksimum sesuai dengan permintaan debit dan tampungan, maka perlu adanya perubahan pilar pada pelimpah agar dapat memudahkan pola pengoperasian bendung karet.

5.2. Saran

1. Dengan adanya debit-debit banjir rancangan yang salah satunya mungkin terjadi pada setiap tahun maka pelaksanaan rencana perbaikan tanggul pada Sungai Kali Baru diharapkan segera diwujudkan.
2. Jika suatu hasil perencanaan telah siap untuk dibangun, maka bagi seorang *engineer* atau tenaga teknik perencana perlu mengkaji ulang hal-hal yang menjadi kelemahan ataupun kekurangan dari hasil perencanaannya sebagai suatu antisipasi.

